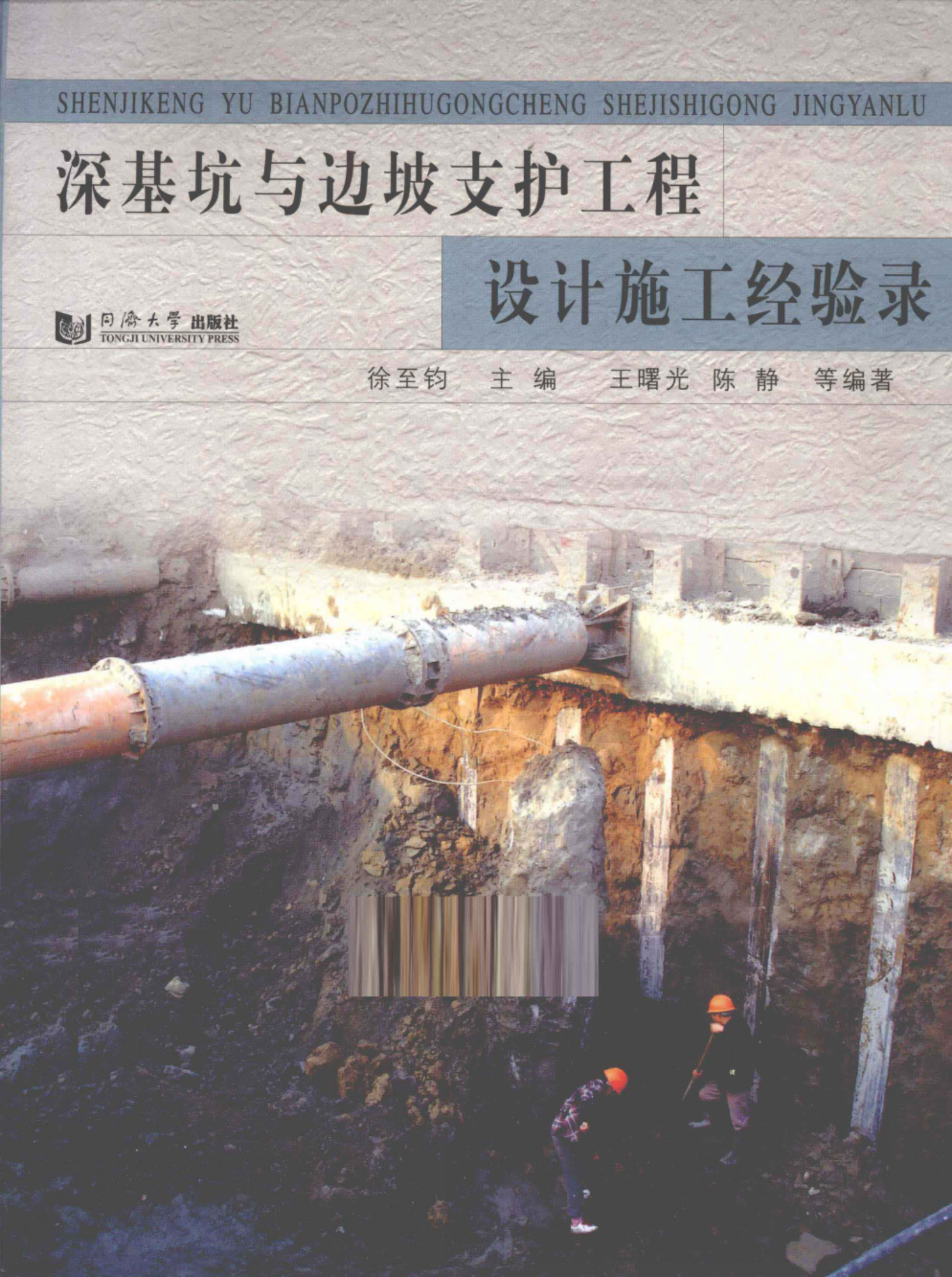
SHENJIKENG YU BIANPOZHIHUGONGCHENG SHEJISHIGONG JINGYANLU

深基坑与边坡支护工程设计施工经验录

同济大学出版社
TONGJI UNIVERSITY PRESS

徐至钧 主编 王曙光 陈静 等编著



ISBN 978-7-5608-4492-3



定价：47.00元

深基坑与边坡支护工程设计施工经验录

徐至钧　　主　编
王曙光　陈　静　等编著

同济大学出版社
TONGJI UNIVERSITY PRESS

内 容 提 要

本书主要内容有：绪论、造成基坑与边坡工程失事的实例、深基坑支护事故分析及处理对策、深基坑支护设计与计算、边坡挡墙支护设计与计算、逆作法设计与施工、网格式梁边坡支护结构、复合土钉支护与预应力锚杆柔性支护、深基坑与边坡支护事故处理经验录、工程应用实例等。

本书主要供土木工程、交通工程和港口工程的工程技术人员参考，也可供高等院校相关专业的师生参考。

图书在版编目(CIP)数据

深基坑与边坡支护工程设计施工经验录/徐至钧主编；王曙光，陈静等编著. --上海：同济大学出版社，2011.5

ISBN 978-7-5608-4492-3

Ⅰ.①深… Ⅱ.①徐…②王…③陈… Ⅲ.①深基础—坑壁支撑—建筑设计②深基础—坑壁支撑—工程施工 Ⅳ.①TU473.2

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2011)第 011417 号

深基坑与边坡支护工程设计施工经验录

徐至钧 主编 王曙光 陈 静 等编著

责任编辑 解明芳 **责任校对** 杨江淮 **封面设计** 潘向蓁

出版发行 同济大学出版社 www.tongjipress.com.cn

(地址：上海市四平路 1239 号 邮编：200092 电话：021-65985622)

经 销 全国各地新华书店

印 刷 常熟市大宏印刷有限公司

开 本 787 mm×1 092 mm 1/16

印 张 26.5

印 数 1—2 100

字 数 661 000

版 次 2011 年 5 月第 1 版 2011 年 5 月第 1 次印刷

书 号 ISBN 978-7-5608-4492-3

定 价 47.00 元

本书若有印装质量问题，请向本社发行部调换 版权所有 侵权必究

前　言

基坑与边坡支护是建筑工程中经常遇到的一类工程结构。为了确保岩土开挖、地下结构施工的安全，常常需要设置基坑支护与边坡的支挡结构。

随着我国经济建设的迅猛发展，各个城市的高层建筑大量涌现。目前，我国高层建筑发展的趋势和特点是层数增多，高度增高，并积极参与国际高层建筑的竞争。迄今为止，我国已建成高层建筑累计超过 4.8 亿 m^2。高度超过 100 m 的超高层建筑已超过 300 多幢，高度超过 200 m 的超高层建筑已达 70 余幢。随着高层建筑的发展，伴随出现了深基础。基坑深度一般是 2 层地下室，基坑深度为 $-(8\sim10)$ m，3 层地下室的基坑深度为 $-(12\sim15)$ m，4 层地下室的基坑深度为 $-(15\sim18)$ m，目前国内高层建筑地下室最深为 6 层，基坑深度为 -26.2 m。首都国家大剧院的地下室为 3 层，基坑深度达 -32.5 m。另外，基坑的规模也越来越大。以往，高层建筑是一个单体的基坑，面积不到 5 000 m^2；现在，几幢高层建筑连同裙房，形成高层建筑的大底盘，基坑面积往往超过 1 万多 m^2，最大的是北京东方广场，达 9 万多 m^2。

而基坑支护是一项临时性工程，认为地下室完工，基坑支护的任务就宣告结束，所以，往往不被人们重视，因而基坑事故频频发生。

本书主要介绍深基坑支护与边坡事故正面经验和反面教训，根据 522 项基坑与边坡支护事故的统计分析发现，造成事故的原因是多方面的，其中，主要的原因有以下几方面：

第一类，基坑与边坡勘察资料不详细或土的物理力学指标取值偏高，使计算失误造成基坑与边坡事故。

第二类，基坑与边坡设计方案考虑不周，基坑与边坡支护设计不合理造成基坑与边坡事故。

第三类，基坑与边坡支护的施工质量有问题，有的施工部门因偷工减料造成基坑与边坡事故。

第四类，属于地下水或水患处理不当或对水患认识不足导致基坑与边坡事故。

第五类，基坑与边坡支护工程中由于管理不善，或甲方不合理的压价造成基坑与边坡事故。

第六类，其他综合原因如冻土、自然滑坡、膨胀土等原因造成基坑与边坡事故。

经综合统计分析，第二类和第三类事故为总数的 80.4%，占绝大多数。

书中经过统计分析，还提出了减少基坑事故的一系列措施，作为支护设计考虑的经验录提出来，以便今后减少基坑与边坡支护事故的频频发生，为基坑与边坡支护的设计与施工提供经验和措施。

书中还强调了基坑与边坡支护按照《建筑地基基础设计规范》(GB 50027—2010)提出的逆作法施工可大大减少事故和基础支护工程的风险性,值得今后在深基坑支护工程上推广使用。

本书由徐至钧教授级高级工程师主编,王曙光、陈静等参编。参加本书编写的还有张亦农、王海啸、国振喜、代远东、宋宏伟、张勇、付细泉、罗利君、赵尧钟、韩新涛、林婷、全科政等同志。

在本书编写中,还得到《建筑结构》、《工业建筑》、《建筑技术》等杂志的支持和帮助,在此加以感谢。由于作者的水平有限,不妥之处也请批评指正。

编著者

2010年8月,深圳

目　录

前　言

1　绪　论 …… 1
1.1　深基坑工程设计与施工的基本要求 …… 1
1.2　基坑支护工程的特点 …… 3
1.3　基坑工程技术的发展 …… 3
1.4　边坡的治理刻不容缓 …… 17
1.5　人工边坡失稳类型及主要控制因素 …… 20

2　造成基坑与边坡工程失事的实例 …… 25
2.1　勘察因素造成工程失事的实例 …… 25
2.2　基坑设计方案考虑不周引起的工程事故实例 …… 59
2.3　施工质量问题引发的工程事故实例 …… 83
2.4　基坑中地下水及其他水患导致的工程事故实例 …… 113
2.5　基坑施工管理不善造成的工程事故实例 …… 138
2.6　综合因素影响造成工程事故的实例 …… 150

3　深基坑支护事故分析及处理对策 …… 172
3.1　支护事故分析及处理对策 …… 172
3.2　深基坑支护事故原因的统计分析 …… 182

4　深基坑支护设计与计算 …… 185
4.1　基坑设计等级划分 …… 186
4.2　基坑工程的勘察与环境调查 …… 188
4.3　土压力与水压力 …… 189
4.4　设计计算 …… 191
4.5　支护结构稳定性验算 …… 196
4.6　基坑抗渗流稳定性计算 …… 198
4.7　支护与地层的变形特征 …… 204
4.8　现场监测与信息化施工 …… 220

5　边坡挡墙支护设计与计算 …… 225
5.1　放坡开挖 …… 226
5.2　挡土墙支护结构类型 …… 230

5.3 土压力与挡土墙 …… 232
5.4 土压力计算 …… 234
5.5 挡土墙设计规定与构造 …… 247
5.6 黏性土挡墙土压力试验与实测 …… 259

6 逆作法设计与施工 …… 278
6.1 概述 …… 278
6.2 技术特点 …… 280
6.3 逆作法施工原理与施工程序 …… 284
6.4 逆作方法选择 …… 290
6.5 逆作法施工技术 …… 291
6.6 工程应用实例 …… 310

7 网格式梁支护技术 …… 317
7.1 网格式梁支护简述 …… 317
7.2 深圳某工业区西侧网格式梁支护 …… 318

8 复合土钉支护与预应力锚杆柔性支护 …… 328
8.1 复合土钉支护法 …… 328
8.2 预应力锚杆柔性支护法 …… 342

9 深基坑与边坡支护事故处理经验录 …… 350
9.1 岩土勘察要细要准 …… 351
9.2 土的物理力学参数的测定要全、取值要合理 …… 351
9.3 水土分算还是水土合算 …… 352
9.4 土的强度参数取值与试验方法 …… 358
9.5 对重大工程勘察范围要扩大 …… 359
9.6 水的患害必须调查清楚 …… 360
9.7 支护桩插在流塑状的淤泥质土中被动土压力不足，造成基坑失稳 …… 360
9.8 深基坑支护空间效应的利用 …… 360
9.9 深基坑支护方案的选型 …… 361
9.10 采用信息化监测施工 …… 361

10 工程应用实例 …… 363
【工程实例 1】深圳文锦广场大厦——国内首例基坑采用喷锚网支护 …… 363
【工程实例 2】国家大剧院特大特深基坑支护技术 …… 369
【工程实例 3】上海金茂大厦基坑工程的设计与施工 …… 387
【工程实例 4】基坑围护工程采用逆作施工法 …… 392
【工程实例 5】锦州凯旋广场综合楼深基坑边坡支护施工 …… 397

【工程实例 6】高水位砂质土地区基坑降水及支护技术 …… 400
【工程实例 7】复合土钉支护工作性能的现场测试研究 …… 402
【工程实例 8】北京城市地铁东直门车站土压力现场监测 …… 405
【工程实例 9】采用土钉墙支护的深基坑险情原因及加固施工 …… 408
【工程实例 10】基坑工程周边地面沉降的监测与分析 …… 412

参考文献 …… 415

1 绪　论

1.1 深基坑工程设计与施工的基本要求

目前，高层建筑基础埋置很深，地下室一般是2～3层，有的地下室为4～6层，所以，基坑支护工程庞大。基坑支护工程是一门系统工程，又是一门风险工程，工程技术人员应充分认识基坑支护工程的特点，在设计和施工时，既要保证整个支护结构在施工过程中的安全，又要控制结构的变形及其周围土体的变形，以保证周围建筑和地下管线的安全。在安全前提下，设计要合理，又能节省造价、方便施工、缩短工期。因此，基坑设计和施工技术人员要不断地努力提高设计和施工水平，包括吸取失败教训。

1. 深基坑支护的传统方法面临严酷现实

支护深基坑的传统方法很多。目前国内常用的四种主要类型有：墙（地下连续墙）、桩（人工挖孔桩、机械钻孔桩等）、板（钢板桩）、撑（钢支撑等）。其中，桩、板、墙法居多。前几年，在北京、上海、广州、深圳也能见到基坑支撑法的应用。

随着国家经济建设的发展，城市高楼拔地而起，地皮金贵，空间狭窄，基坑愈来愈复杂，传统方法与工程的不相适应性随之愈来愈突出。

例如，基坑沿建筑红线垂直下挖时，则地面无打板桩的空间；基坑位于住宅区近旁，安置则钢板桩或机械钻孔桩的有害噪声对居民干扰严重，往往引起强烈反响；基坑过深，土层自稳时间过短，则地下连续墙或难以施作，或肥厚不经济；钢支撑则更是施作困难，开挖不便，拆除费事，少慢差费。

特别是开挖过程中构件及结构易产生较大变形，甚至失稳破坏，危及邻近建筑物稳定和施工人员安全。纵观我国各大、中城市，尤其是沿海城市，近年来，深基坑护壁工程事故频频发生。人们在分析上述工程事故的原因时，无一不是从勘察、设计、施工、监理、质检、方案选择这几方面进行的，这自然有一定道理，但忽视了这种方法本身存在着的悬臂式被动受力支挡结构的不合理性，及其与深基坑特别是不良地质条件下深基坑边壁显著的不相适应性这一重要因素。

2. 改良方法难以两全其美

改良方法是改良传统方法的简称，它是指在传统方法中墙、桩、板、支撑中引入锚固技术后而形成的一类方法，如墙锚、桩锚、板锚、撑锚等。

改良方法是现今国内外流行、安全度较高的基坑围护方法，这种方法在当代基坑围护工程中占有主导的地位。其设计方法已基本形成，施工工艺亦趋完善，故近年来发展较快。以全国大城市为例，目前较重要的深基坑工程，大都是采用墙锚或桩锚法施工的。为了减少工程事故，有的城建管理部门还明确规定，如采用人工挖孔桩护壁，则须加设锚杆，即采用桩锚法。

采用改良方法的工程造价比较高，工期仍较长，噪声仍较大，综合经济效益欠佳。由此可见，改良方法难以做到既安全又经济。

综上所述，改良方法历史的和现实的作用与地位不可低估，它在人类的生产活动中，正在并将继续在主导地位上发挥巨大作用。但无须讳言，除了较好的安全性之外，它几乎保留了传统方法的全部特点，因而其局限性是显而易见的。

3．喷锚网支护法异军突起

喷锚网支护是喷射混凝土、各类锚杆（索、栓、管）和钢筋网联合支护的简称。它在国内外岩土高边坡、地下厂房、机库和油库、铁路和公路隧道、人防与国防工程坑道工事中已获得广泛而成功的应用，但作为一种高层建筑深基坑边壁支护方法，它不要一根桩、一块板、一堵墙、一根撑，完全摒弃传统方法及其被动支挡概念，的确非常新颖。

深圳市首例喷锚网支护文锦广场大厦深基坑边壁，是在别无选择的特殊条件下建成的①。

深基坑喷锚网支护法，以尽可能保持、显著提高并最大限度地利用边壁土体固有力学强度、变土体荷载为支护结构体系的一部分为基本出发点。喷射混凝土时，在高压空气作用下，高速喷向土层表面，在喷层与土层间产生“嵌固层效应”，同时，随开挖逐步形成全封闭支护体系；喷层与嵌固层同具有加固和保护表土层使之避免风化、雨水冲刷、浅层塌方、剥落，以及防渗诸作用。锚杆内锚固段深固于滑移面之外的土体深部，外锚固段同喷网连为一体，可把边壁不稳定体“危机”转移到内锚段及其附近；钢筋网可使喷层具有更好的整体性和柔性，能有效地调整喷层与锚杆内应力分布。喷锚网主动支护土体，并与土体共同工作，具有施工简便、快速、灵活、适用性强、随挖随支、挖完支完、安全经济等特点。其工期一般比传统方法短30%，工程造价降低50%，甚至更多（如支撑法）。支护最大坑深目前已达20 m。如1995年北京第一例庄胜广场基坑支护，深14.5～16 m，至今采用此类方法全国已达2 000多例。

喷锚网支护法不仅能有效地用于一般岩土深基坑支护，而且能同样有效地用于流砂、淤泥、厚层杂填土、富水地层等不良工程地质条件下的深基坑，还能快速、可靠、经济地对采用传统方法施作的将要和已经失稳的工程进行抢险加固或滑塌处理，体现了优质、高效、安全和经济。目前，该方法正在国内各大城市尤其是沿海城市大力组织推广应用。

4．深基坑支护的发展与逆作法的应用

喷锚网支护一般适用于基坑深10～18 m，土质较好时，可用于基坑深13～20 m，甚至更深的基坑，如采用喷锚网支护就有一定风险。而实际情况是高层建筑地下室有的达到4～6层，基坑深度超过15 m，最深达到26 m左右，所以，必须应用逆作法施工。

建筑深基坑支护采用逆作法，是以地面±0.0标高为分界线，地面以下结构自身的能力对基坑产生支护作用，来保证基坑土方的开挖并利用地下各层楼板的水平刚度成为基坑的水平支撑，逐层逆作向下施工，还可同时在±0.0层以上向上施工高层建筑，这种逆作法施工种类发展较多，有全逆作法、半逆作法、整体逆作法、分层逆作法、局部逆作法、盆状挖土逆作法、抽条挖土逆作法，等等。国内各大城市已有100多例工程实例，这种逆作法的优点是：可以缩短工程的总工期；基坑变形小，对相邻建筑物的影响少；可大大节省支护结构支撑的费用；简化基坑的施工工序；等等。所以，经济效益明显，施工环境优良。在高层建筑地下室深基坑中，应用已有较多工程实践和经验，所以，国标《建筑地基基础设计

① 参见1993年1月11日《深圳特区报》载文《我市首次采用喷锚支护技术》。

规范》(GB 50007—2010)专门列入逆作法的内容。预计今后逆作法处理深基坑施工很有发展前途。

5. 不以人们意志为转移的趋势

尽管传统方法特别是改良方法在国内外深基坑的应用中仍占有主导地位,但人们对深基坑喷锚网支护法、逆作法等深基坑新支护法不甚了解而持有疑义,并在等待和观望;尽管新方法本身从理论到施工工艺,还有施工机具尚有若干需探讨、改进和完善之处,并且没有相应的可以遵循的设计规范或规定,但是,随着采用该方法所建造的工程越来越多,深基坑新支护法和逆作法将以更快速度在更大范围内逐步取代传统方法和改良传统方法。这也许是一种必然的趋势,将不以人们的主观意志为转移。

1.2 基坑支护工程的特点

1. 临时性

在一般情况下,基坑支护结构是临时性的,与永久性结构相比,安全储备要求小些,但必须保证安全。业主往往有一个思想,尽量压低基坑工程的投资,以致容易造成有多少投资就有多少安全储备。这样,可能发生事故,最终损失更大。

2. 区域性

岩土工程的区域性差异很大,而基坑工程的区域性更强。我国土地辽阔,各地地质条件不同,必须因地制宜,贯彻具体情况具体解决原则。外地经验只作参考,甚至当地经验也不能简单地照搬。

3. 复杂性

影响基坑支护工程的因素很多且复杂。土与水是基坑工程设计和施工的两个关键问题。一般而言,墙后的土压力介于主动土压力和静止土压力之间,墙前的土压力则处于静止土压力和被动土压力之间;土压力还有时空效应。因此,目前的设计采用朗肯土压力理论,可能导致偏于保守或危险。

4. 风险性

多年以来,基坑事故不断地发生,技术人员要增强对基坑工程风险性的意识,不可麻痹大意和存侥幸心理。

5. 多学科性

基坑工程涉及土力学、基础工程、结构力学和原位测试技术等多学科的知识,它是一门系统工程,对工程技术人员的要求很高,要不断地提高技术水平。

6. 环境效应

基坑开挖对地下水的变化和整个基坑的应力场的改变,导致支护结构的变形、基坑和墙后土体的变形,对相邻建筑和地下管线也产生影响;同样,基坑周围的荷载和建筑物荷载或者地下水流对整个基坑工程也产生反作用的影响。

1.3 基坑工程技术的发展

20 世纪 80 年代中以来,随着我国国民经济的快速发展和人民生活水平的提高,各项

建设工程以前所未有的规模和速度发展，在很大程度上改变了我国的城乡面貌。以高层和超高层建筑为例，建造了高 383.9 m、81 层的深圳地王商业大厦，高 389.3 m、80 层的广州中天广场，高 492 m、101 层的上海环球金融中心等这些规模宏大、结构新颖、技术难度大的建筑物。仅上海的高层建筑已超过 4 600 幢，在世界大城市中屈指可数。此外，还进行了大量的市政工程建设，如大桥、地铁、隧道、高架道路等。这些大规模的工程建设和与之相应的科学研究，都有力地促进了基坑工程学科的发展。

近年来，基坑工程是土木工程领域新发展起来的一门新学科，它包括基坑支护结构的设计和施工、地下水控制、基坑土方开挖、工程监测和周围环境保护等。

基坑工程学科是一门综合学科。它涉及工程地质、土力学和基础工程、结构力学、工程结构、施工技术等。再加上基坑工程实践性强，影响基坑工程的不确定因素多（如土工参数的准确性、气候影响、计算假定、施工条件和队伍的素质等），周围环境的多样性（如邻近建筑物的结构和基础形式、结构现状和重要程度；地下各种管线的种类、距离、埋深、材质和接头形式；周围道路情况及其重要性等），都使基坑工程成为风险性较大的一种工程。

我国地域广阔，土层变化大。如我国东南沿海一带除少数城市地质条件较好外，主要是海相沉积的软土地层，不少地区以淤泥及淤泥质土为主，土质松软、地下水位高、含水量饱和、土的渗透系数大、土壤内摩擦角和黏聚力小、具有蠕变特性。对大城市而言，建筑物密集、地下管线众多、交通网络纵横、环境保护要求较高，给基坑工程设计和施工都带来很多困难。因此，进行基坑工程的设计和施工要结合具体情况，因地制宜，不能生搬硬套，否则，会带来严重后果。虽然我国近年来在深基坑工程方面也发生过一些失效事例，但总体来说，这方面有很大的提高，已达到国际水平。

1. 基坑工程的失效模式

20 世纪 80 年代，修建的高层建筑、地下室一般是 1～2 层基坑，埋深最多 4～7 m，因此，基坑支护绝大多数采用钢板桩支护。进入 20 世纪 90 年代，高层建筑、地下室发展到 3～5层，如用钢板桩支护，已不能满足支护工程的安全要求，所以，基坑支护频频发生失效。据统计，在软土地区，基坑支护失效每年达 1/4 左右；在其他地区，基坑失效也达 10%～15%以上。主要原因是设计、施工都缺乏经验。以后建设部下文要求基坑深度达到 7 m 时，各地必须对基坑支护方案经过专家评审后，方能施工。

根据我们调查，基坑工程的失效模式有以下几种：

1）整体失稳

整体失稳是指在土体中形成了滑动面，围护结构连同基坑外侧及坑底的土体一起丧失稳定性。一般的失稳形态是围护结构的上部向坑外倾倒，支护结构的底部向坑内移动，坑底土体隆起，坑外地面下陷。

2）坑底隆起

坑底隆起是指坑底土体产生向上的塑性变形。基坑开挖以后，坑底向上位移的原因有两种：一是卸载引起的回弹，其数值较小；另一种是在开挖引起的压力差作用下，土体中产生的塑性变形，这种变形如果数量较大，表示土体中的塑流已经比较严重，如果支护结构和内支撑能形成整体性好的体系，则塑流仅引起坑外地面下沉，影响环境安全；如果是自立式结构或节点强度差的支撑体系，隆起可能是整体失稳的前兆；如果稳定性不能得到有效的控制，就会发生整体性失稳。

3）围护结构倾覆失稳

围护结构的倾覆失稳主要发生在重力式结构或悬臂式支护结构，重力式结构在坑外主动土压力的作用下，围护结构绕其下部的某点转动，支护结构的顶部向坑内倾倒。抵抗倾覆失稳的力矩主要由围护结构自身的重力形成，坑底的被动抗力也足以构成抵抗力矩的因素。关于转动中心的位置有不同的看法，传统的方法是将转动中心放在支护结构的前趾，但也有认为绕前趾上面或下面的某一点转动比较合理，特别是软土地区，由于基底土比较软弱，在力矩作用下，前趾有下沉的可能。

4）围护结构滑移失稳

围护结构的滑移失稳亦主要发生在重力式结构中，在坑外主动土压力的作用下，围护结构向坑内平移。抵抗滑移的阻力主要由支护体底面的摩阻力以及内侧的被动土压力构成。当坑底土软弱或围护结构底部的地基土软化时，墙体发生滑移失稳。

5）围护结构底部地基承载力失稳

重力式围护结构的底面压力过大，地基承载力不足引起失稳。由于在围护结构的外侧还作用着土压力，因此，其合力是倾斜的。在倾斜荷载作用下，地基土发生向坑内的挤出，围护结构产生不均匀的沉降，可能导致部分围护结构的开裂损坏。

6）“踢脚”失稳

在单支撑的基坑中，可能发生绕支撑点转动，围护结构上部向坑外倾倒，支护结构的下部向上翻的失稳模式，故形象地称为“踢脚”失稳。在多支撑的围护结构中一般不会产生踢脚失稳，除非其他支撑都已失效，只有一道支撑起作用的情况。

7）止水帷幕功能失效和坑底渗透变形破坏

止水帷幕丧失挡水功能，产生渗漏、涌水、流土或流砂。由于水土流失使基坑外地面下沉、塌陷，导致邻近建筑物的开裂和损坏。引起围护结构止水帷幕功能失效的主要原因是施工因素，其次是设计因素和材料因素。由于施工质量低劣，止水帷幕有空洞或裂缝，成为漏水的通道，这是最普遍的现象；止水帷幕设计过短，没有全部切断透水层也是漏水的可能原因。

由于止水帷幕失效产生过大的水力坡降引起坑底渗透变形破坏。坑内采用排水或降水措施后，造成了坑内外的水头差，地下水在水头差的作用下向坑内渗流，在渗流出口处土的细颗粒被带出，或土颗粒处于悬浮状态涌出。这种由渗透引起的破坏，因破坏机理不同而有不同的名称，如管涌、流砂或流土。如不及时制止，由渗透变形引起的坑外土体的位移和陷落是严重的。

8）围护结构的结构性破坏

围护结构的结构性破坏是指围护体本身发生开裂、折断、剪断或压屈，致使结构失去了承载能力的破坏模式。

结构性损坏的原因可能是方案性的错误：如支撑体系不当或围护结构不闭合；设计计算时，荷载估计不足或结构材料强度估计过高；支撑或围檩截面不足导致破坏。此外，结构节点处理不当，也会因局部失稳而引起整体破坏；特别在钢支撑体系中，节点多，加工与安装质量不易控制，节点处理中包括支撑和墙体的连接处，如不设置围檩或连接强度不够等都会引起结构破坏。

9）支撑和锚杆、锚体系失稳破坏

支、锚体系的失稳破坏包括两种不同的模式。锚杆的破坏主要表现为锚杆的拔出、断裂或预应力松弛；土锚的破坏大多是局部的，群锚的破坏实际上是土体的失稳而并非是锚杆的结构性破坏；支撑的失稳很可能是整体性的，其形态因体系不同而不同，支撑体系大多是超静定的，局部的破坏会造成整体的失稳，尤其是钢支撑体系，局部节点的失效概率比较大。基坑工程失效实景见图 1-1。



（a）支护桩位移



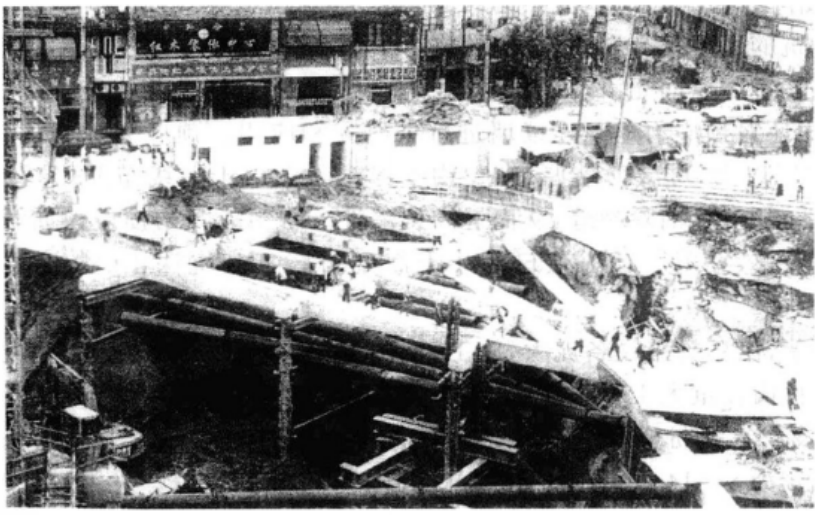
（b）支护工程坍塌



（c）支护桩滑断



(d) 支护结构大量坍塌



(e) 支撑结构断裂土体坍塌

图 1-1 基坑工程失效实景图

2. 支护结构选型

1) 围护墙选型

围护墙的选型主要根据基坑周围环境、开挖深度、土质情况、地下水位高低以及基坑侧壁安全等级(基坑类别)进行。关于基坑侧壁安全等级(基坑类别)的划分,我国行业标准《建筑基坑支护技术规程》(JGJ 120—1999)与国家标准《建筑地基基础工程施工质量验收规范》(GB 50202—2002)采用了不同的划分标准。前者不太具体,后者与上海市标准《基坑工程设计规程》(DBJ 08—61—1997)相似,给设计支护结构时重要性系数的采用带来不便。

围护墙的主要功能是承受土压力、水压力、地面荷载等产生的侧向力,且不超过允许的变形。在地下水位较高的地区,围护墙还必须同时具备止水的功能。

大量的深基坑的出现,钢板桩支护已不能满足支护工程的要求,所以,在 20 世纪 80

年代末，开始引进了国外的地下连续墙设备和施工技术。目前，我国常用的支护结构围护墙有下述几种。

(1) 地下连续墙。地下连续墙刚度大、止水效果好，在基坑深($-h>10$ m)、周围环境保护要求高的工程中，经过比较后，多采用该技术。以上海为例，基坑深 19.65 m、88 层的金茂大厦，基坑深 18.95 m，66 层的恒隆大厦，坑深 16.865 m、面积达 15 294 m^2、44 层的上海外滩金融中心等超高层建筑，以及沿淮海路走向的地铁线、沿南京路走向的地铁 2 号线的一些地铁车站，施工期间均采用地下连续墙作为支护结构。除建筑外，润扬长江公路大桥南汊悬索桥北锚碇，基坑深达 50 m，平面尺寸 69 m×50 m，亦采用了 1 200 mm 厚地下连续墙和 11 道钢筋混凝土支撑，效果良好。

地下连续墙用作支护结构的围护墙，效果较好，就是费用较高。若能做到两墙合一，即施工时用作支护结构的围护墙，同时，又是地下结构的外墙，则较为合理，经济效益亦好，是发展方向。两墙合一多采用逆作法施工，可省去内部支撑体系，减少围护墙变形和缩短总工期，是推广应用的新技术之一。至今，国内已有十多个省市的 200 多项工程采用逆作法和半逆作法施工，已有较成熟的经验。

除现场浇筑的地下连续墙外，我国还进行了预制装配式地下连续墙的研究和试用，预制装配式地下连续墙墙面光滑，由于配筋合理，可使墙厚减薄并加快施工速度。

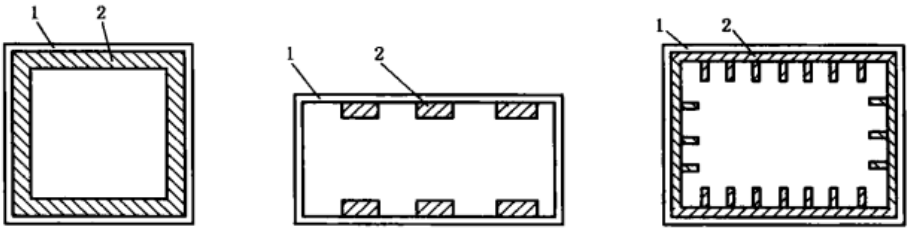
此外，我国还对预应力地下连续墙进行了研究和应用。预应力地下连续墙可提高围护墙的刚度 30%以上，可减薄墙厚、减少内支撑数量。由于曲线布筋张拉后产生反拱作用，可减少围护墙变形，消除裂缝，从而提高抗渗性。若用无黏结预应力筋，预应力筋用后还可以回收，经济效益好。该方法已用于上海闹市区某基坑深 10.4 m 的工程中，效果良好。

地下连续墙，由于施工设备庞大，施工时泥浆污染环境，连续墙墙身厚度较大，工程造价昂贵，所以，目前在重大工程中才采用地下连续墙。

(2) 排桩支护。排桩支护应用最广泛的是钻孔灌注桩。一、二、三级基坑皆可应用。一般当基坑深 h 为 8～14 m、周围环境要求不十分严格时，多考虑采用钻孔灌注桩。在地下水位较高的地区，为挡水需要而采用的施工机械又无法使桩相互咬合时，则多采用钻孔灌注桩排桩和水泥土墙的复合结构，排桩承受侧向力，水泥土墙起挡水作用，计算中不考虑其参与受力。钻孔灌注桩的嵌固深度、桩径和配筋，根据坑深、支撑布置和周围环境要求等计算确定。

排桩不相互咬合时，桩间有 100～150 mm 的间隙，为挡水起见，多在其后隔开 100～150 mm 施工 1 200 mm 厚的水泥土墙。在砂土或含砂多的黏性土中，为确保围护墙不漏水，有时在灌注桩与水泥土墙的间隙中进行注浆。若采用全套管施工法(贝诺特灌注桩)施工，可使排桩相互咬合，中铁二局工程有限公司等单位已有成功应用的经验，该技术咬合质量较好，能满足挡水要求。青岛深基加固工程有限公司采用长螺旋钻孔压灌超流态混凝土成桩技术，亦可使钢筋混凝土灌注桩与素混凝土桩咬合 50 mm，形成防水帷幕。

当周围环境保护要求严格时，为减少排桩的变形在软土地区有时于基坑底沿灌注桩周边或部分区域用水泥土桩或注浆进行被动区加固(图 1-2)，以提高被动区的抗力，减少围护墙的变形。



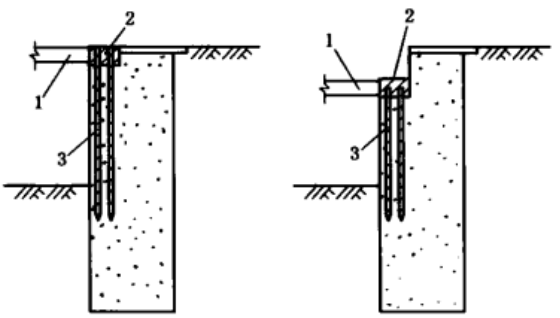
(a) 周边加固　　(b) 局部加固　　(c) 齿形加固

1—围护墙；2—加固体

图 1-2　围护墙被动区加固

当基坑边至红线间的尺寸不足以施工灌注桩水泥土桩墙防水帷幕时，亦可在水泥土桩墙中套打灌注桩。

(3) 水泥土墙。水泥土墙属重力式围护墙，前些年，在软土地区应用广泛。当基坑属于二、三级基坑、基坑深 $h \leqslant 7$ m、坑边至红线间有足够的距离时，往往优先采用。由于水泥土的渗透系数 k 在 $10^{-7} \sim 10^{-8}$ cm/s范围内，属不透水结构，因此，既能挡土又能挡水。由于它属重力式结构，靠本身重量即可抵抗侧向力保持稳定，一般内部无支撑，便于基坑内机械挖土，地下结构施工简便、费用较低，已有成熟经验。在特殊情况下，受条件限制无法增大墙厚、而又需较严格控制变形时，在增设围檩(腰梁、冠梁)和抗剪插筋后，亦可增设支撑(图 1-3)；基坑内土体加固和加大嵌固深度，亦属限制变形的有效措施。



(a) 围檩设于墙顶　　(b) 围檩设于墙中

1—支撑；2—围檩；3—抗剪插筋

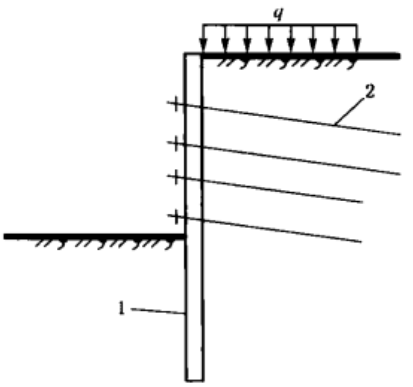
图 1-3　水泥土墙的抗剪构造

重力式水泥土墙多呈格栅式截面，墙厚由计算确定，不得小于 0.4 h(h 为坑深)，以每 500 mm 进级。嵌固深度按计算确定，亦不得小于 0.4 h。截面置换率为 0.6～0.8。相互搭接不宜小于 150 mm；若不考虑挡水作用，搭接不宜小于 100 mm。水泥掺入比约为 13%。

(4) 土钉墙。1972 年，法国凡尔赛地区首先应用土钉加固铁路路堑边坡，至今已有 30 多年。20 世纪 90 年代该技术开始在我国应用于基坑支护，北京、成都、武汉等地区应用较多，基坑深度亦达到 20 m。在这方面冶金部建筑研究总院、总参工程兵、清华大学等单位亦围绕土钉墙的机理、设计、施工等领域进行了大量试验研究，取得了不少成果。在大量工程实践的基础上，1997 年，我国制订了《基坑土钉支护技术规程》。

在开始阶段，土钉墙支护多应用于有一定自立能力并能提供足够抗拔阻力的较密实的砂土、粉土、素填土、坚硬或硬塑黏性土等。所以，《建筑基坑支护技术规程》(JGJ 120—1999)也规定土钉墙适用于二、三级基坑，非软土场地，基坑深度不宜大于 12 m。后来，东南沿海一带淤泥及淤泥质土为主的软土地区亦开始应用该技术。为适应这一带软土的特性，发展了复合土钉支护技术(图 1-4)。近年来，复合土钉墙是在土钉墙基础上发展起来的新型支护结构，它是将土钉墙与深层搅拌桩、旋喷桩、各种微型桩、钢管土钉及预应力锚

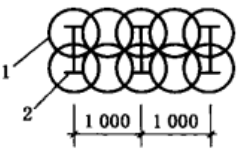
杆等结合起来，根据具体工程条件多种组合，形成复合基坑支护的一种技术，它弥补了一般土钉墙的许多缺陷和使用限制，极大地扩展了土钉墙技术的应用范围。复合土钉墙技术具有安全可靠、造价低、工期短、使用范围广等特点，获得了越来越广泛的工程应用。即以薄层的水泥土桩墙或压管注浆等超前支护措施来解决土体的自立性、隔水性及喷射混凝土面层与土体的粘结问题；以水平向压密注浆及二次压力灌浆来解决围护墙土体加固和土钉抗拔力问题；以一定的插入深度解决坑底隆起、管涌和渗流等问题；亦即以止水帷幕、超前支护和土钉三者组成复合土钉支护。目前，该技术已成功应用于温州、宁波、上海等软土地区。



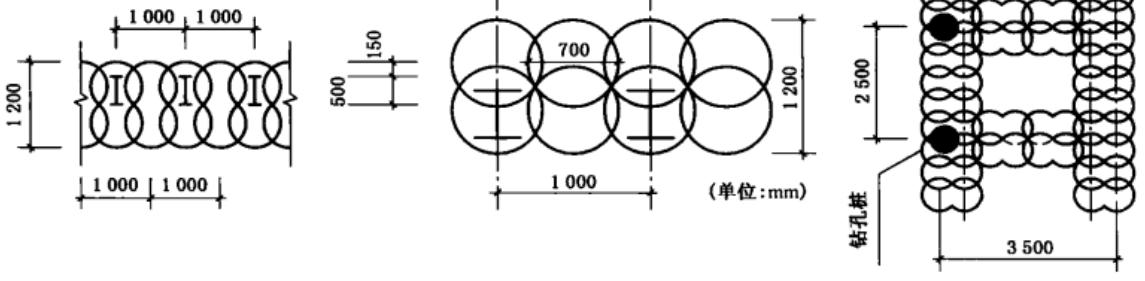
1—水泥土桩；2—土钉

图 1-4　复合土钉墙

（5）加筋水泥土墙。加筋水泥土墙是在水泥土桩中插入 H 形钢组成的（图 1-5），由 H 形钢承受侧向荷载，而水泥土则具有良好的抗渗性能，因此，加筋水泥土墙具有挡土和止水双重功能。除插入 H 形钢外，亦可插入拉森板桩、微型钢管等。由于插入了 H 形钢，故设置支撑也十分方便。



（a）组成 1



（b）组成 2　　（c）组成 3　　（d）组成 4

1—水泥土桩；2—H 形钢

图 1-5　加筋水泥土墙

施工时，为使 H 形钢可凭借自重顺利下沉至指定标高，施工加筋水泥土墙需用三轴型全深搅拌的深层搅拌机进行水泥主桩施工，且需提高水泥掺入比。该技术在软土地区一带已推广应用。

2）支撑体系选择

为使围护墙经济合理并控制变形，对较深的基坑需支撑。围护墙的支撑分内支撑和外拉锚（土锚）。在软土地区，由于土具有蠕变性，为控制变形内支撑应用较多，而在土质好的地区二者均可应用。

内支撑体系包括围檩（腰梁、冠梁）、支撑和立柱。立柱在基坑底以下多为钻孔灌注桩，基坑底以上多采用格构式型钢柱，以便于穿底板钢筋。灌注桩应尽量利用工程桩，无法利用时再专门打设。

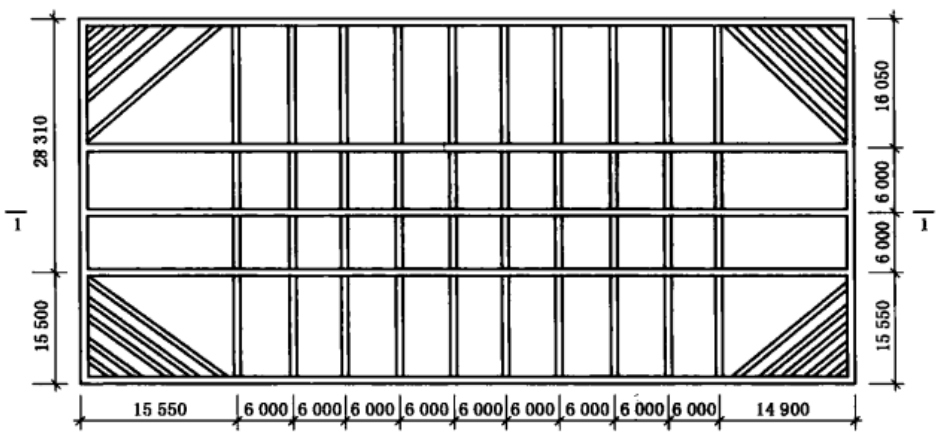
围檩和支撑均有钢和混凝土之分。钢支撑多为H形钢或钢管，规格按计算确定。钢支撑自重轻，装拆方便且迅速，可减少围护墙由于无支撑时间长、土体蠕变而增大变形，即减少时间效应；可施加预应力；还可根据围护墙变形的发展及时调整预应力值，以控制变形；钢支撑是工具式结构，可多次重复使用，亦多由专业队伍施工；因此，钢支撑优点显著，条件允许时宜优先选用，但其节点构造相对复杂，刚度不如混凝土支撑，且多为直线杆件，无法适应曲线形支撑的需要。

现浇的混凝土支撑在软土地区应用也较广泛，它布置形式灵活，无论直线或曲线杆件现浇均无困难；整体性好、刚度大，有利于控制围护墙变形和保护周围环境；由于承载力大，支撑间距大，便于用机械挖基坑土。其缺点是不能重复使用，用后须拆除。可采用控制爆破或人工拆除，由于采用控制爆破对周围环境有一定影响，故在某些特定条件下只能用人工拆除。混凝土支撑的浇筑和养护时间相对较长，若组织不当，工期影响较显著。

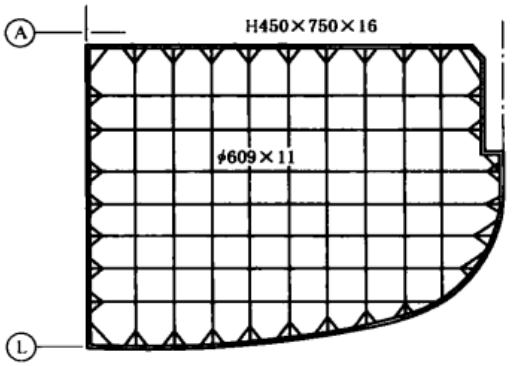
在实际工程中，可结合基坑深度、基坑形状、周围环境保护要求和挖土方法，经比较后选用支撑；亦可在同一基坑中，既使用混凝土支撑(多在上部)又使用钢支撑(多在下部)，各用其所长。

支撑的平面布置主要取决于基坑形状和平面尺寸，常用的有对撑、角撑、边桁架、边框架、圆拱形撑等，亦可在同一基坑中同时应用两种或多种布置形式。

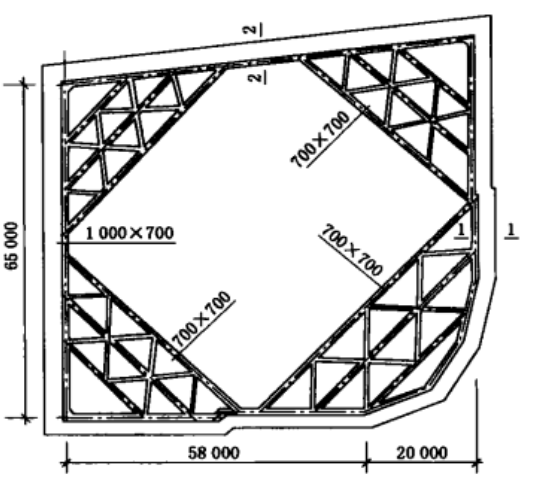
支撑平面布置见图1-6，支撑现场实景见图1-7。



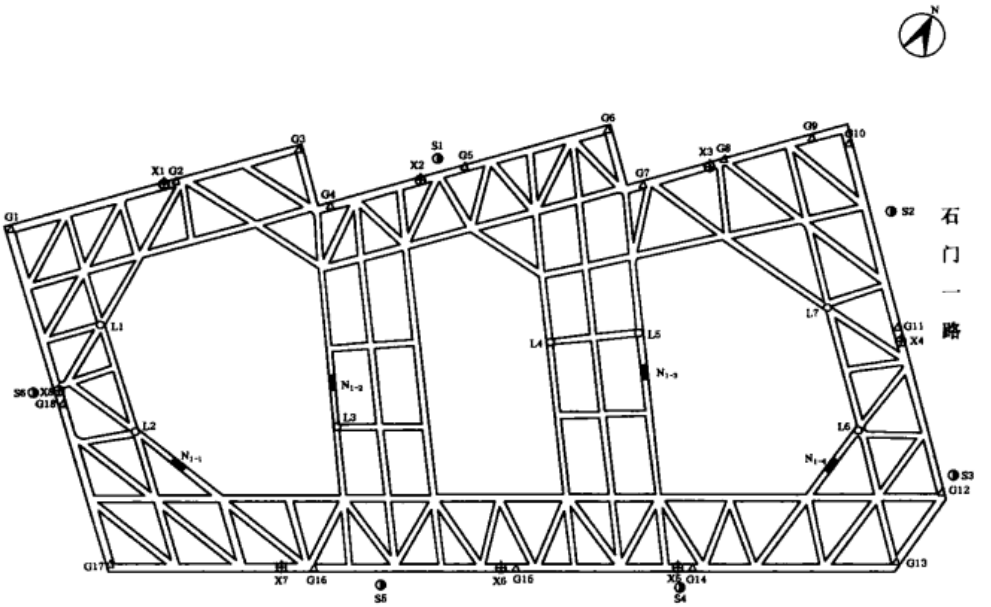
(a) 角撑与对撑



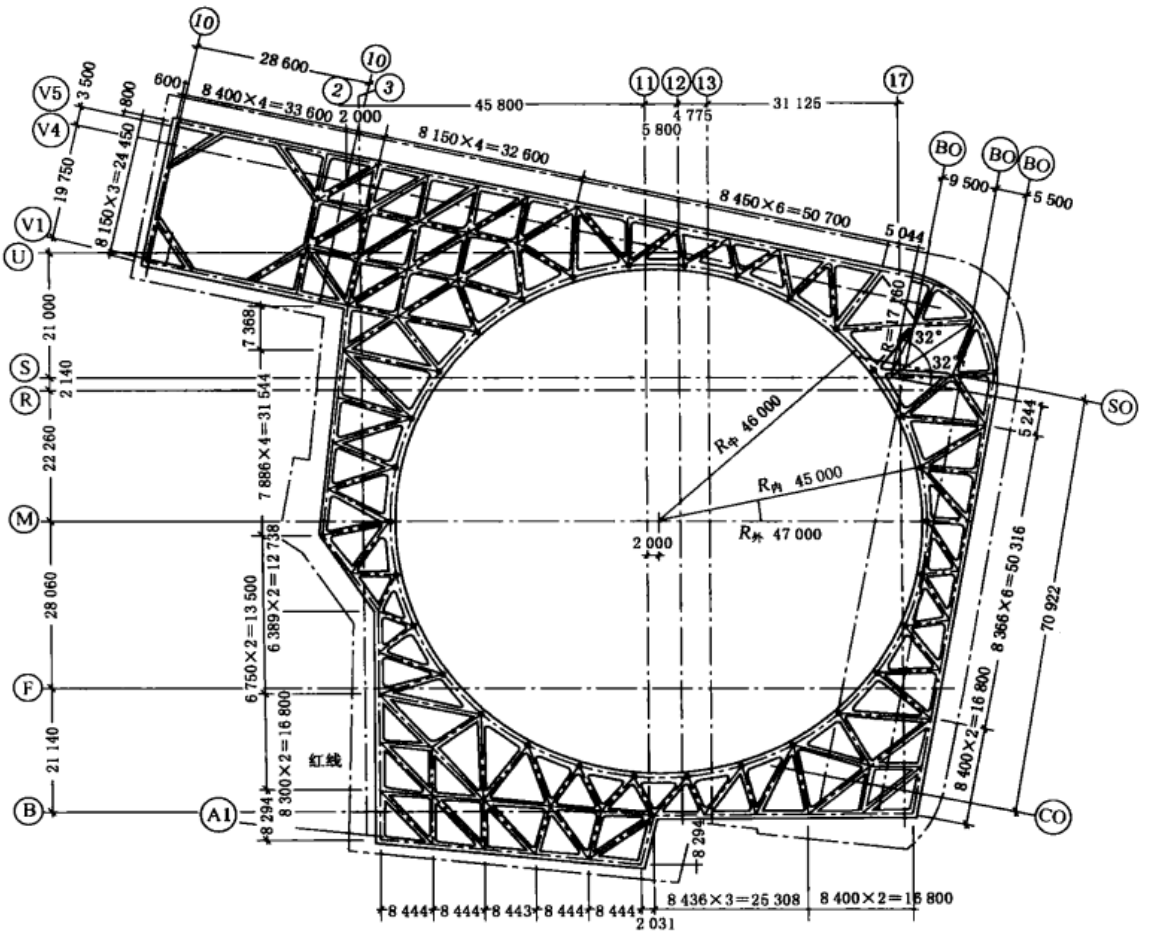
(b) 对撑与角撑



(c) 边桁架内支撑



（d）边桁架和对撑的内支撑

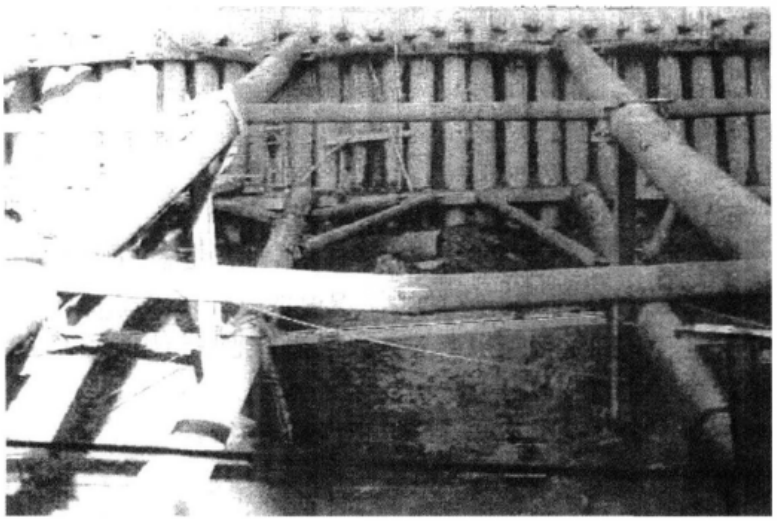


（e）圆拱与边桁架支撑

图 1-6



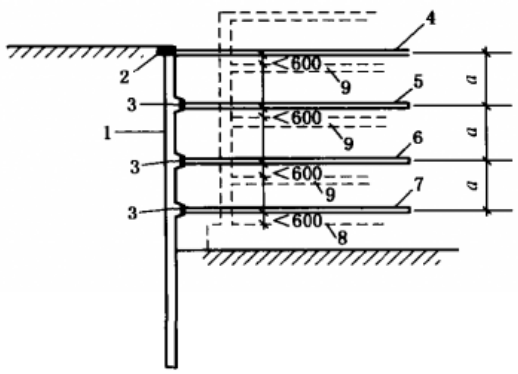
(a) 基坑支撑一角



(b) 基坑支撑概貌

图 1-7 基坑支撑实景照片

设计支撑平面布置时，应注意避免妨碍主体工程施工，支撑轴线应避开主体工程的柱网轴线。支撑布置要便于挖土，边桁架式、圆拱式和角撑均能提供较大的空间，便于机械挖土和运土。支撑的水平间距不能过小(机械挖土不宜小于 8 m)，以满足机械施工要求；为使围檩(腰梁)受力合理，当相邻支撑间的水平距离较大时，宜在支撑端部设置八字撑以减少支撑点间距，八字撑宜左右对称；立柱一般应设置在纵横向支撑的交点处或平面桁(框)架式支撑的节点处，并应避开主体工程梁、柱及承重墙位置，立柱的间距取



1—围护墙；2—冠梁；3—围檩(腰梁)；
4—第一道支撑；5—第二道支撑；6—第三道支撑；
7—第四道支撑；8—底板；9—地下室楼板

图 1-8 多道支撑的竖向布置

决于支撑杆件的稳定和竖向荷载的大小，一般不宜超过 15 m。

支撑的竖向布置要考虑地下结构楼盖的布置、拆撑和换撑的方便、便于挖土等。当人工挖土时，$a>3$ m；当机械挖土时，$a>4$ m(图 1-8)。

但支撑结构工程庞大，钢支撑在基坑中用钢量达 100 t 以上，混凝土支撑拆除又比较费工。而钢支撑的回收率不足 40%～60%，耗资巨大，所以在软土地区有的工程应用。

3. 基坑工程逆作法

逆作法宜用于较深基坑且对支护结构水平位移有严格限制的工程。根据工程具体情况，可采用全逆作法，半逆作法，部分逆作法等。

逆作法的设计应包含以下内容：

(1) 土方开挖及外运。

(2) 上下层混凝土墙身的连接。

(3) 临时立柱作法。

(4) 侧墙与支护结构的连接。

(5) 立柱与底板和楼盖的连接。

(6) 坑底土卸载和回弹引起的相邻立柱之间，立柱与侧墙之间的差异沉降对已施工结构受力的影响分析计算。

(7) 混凝土浇筑及施工缝处理。

(8) 施工作业程序。

主要构造措施如下：

(1) 基坑工程按逆作法设计应保证地下结构的侧墙、楼盖与底板同时满足基坑开挖时作为基坑支护结构及作为地下室永久结构工况时的设计要求。

(2) 当采用逆作法施工时，可采用地下结构体系与地下结构结合的设计方案：

① 基坑支护的地下连续墙与地下结构墙体相结合；

② 内支撑系统与地下结构水平构件(梁、板体系)相结合；

③ 支承柱与地下结构竖向构件相结合。

逆作法施工可详见本书第 6 章。

深基坑的支护形式综合以上所述可见图 1-9。

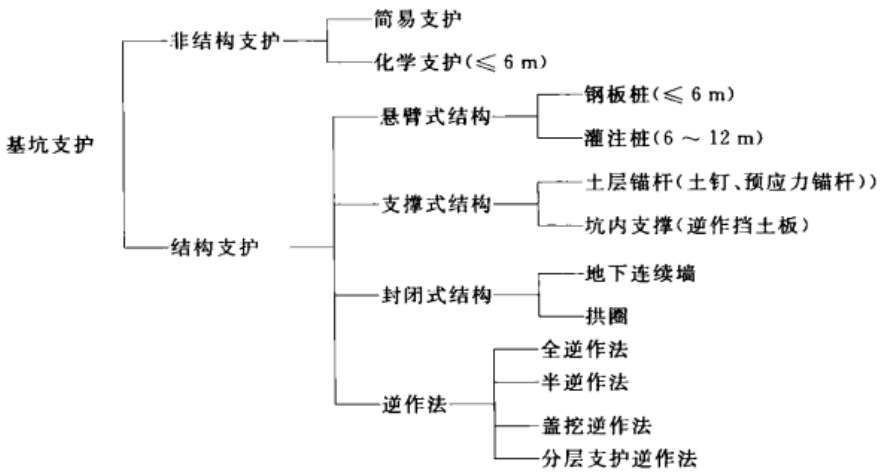


图 1-9　深基坑支护形式图

4. 地下水控制

地下水控制为基坑工程施工服务，方法有排水、降水和回灌等。

基坑内降水时，由于围护墙有挡水作用，不影响基坑外的地下水位，可减少基坑内土壤含水量，使土壤产生固结，便于用机械对基坑挖土和运土；用土模浇筑混凝土支撑与提高围护墙被动区土壤的水平向基床系数和压缩弹性刚度，可减少围护墙的变形。在地下水位高的软土地区，在基坑开挖之前多进行预降水。

基坑外降水，亦可使土壤产生固结，降低地下水位，减少土压力和水压力，对支护结构设计有利；但坑外降水如基坑附近有建(构)筑物、道路等设施，要防止因土壤固结产生过大沉降而带来危害，必要时应采取回灌措施控制附近的地下水位。

深基坑工程降水多采用喷射井点和真空深井。土壤渗透系数小(10^{-6} cm/s 及以下)、降水深度超过 9～10 m 时，在软土地区多采用真空深井降水，这种井点可在同一根井管上设置两根(或多根)滤管，分别用于抽汲浅层和深层地下水，每一个真空深井的服务范围为 200～250 m^2。

目前，降水已有成熟的计算方法和工程经验，在某些情况下地下水控制的效果是深基坑工程成败的关键之一。采用逆作法施工时，由于需在土层上铺设模板浇筑楼盖结构，因此，降水的质量尤为重要。

5. 基坑土方开挖

基坑开挖方式直接影响支护结构的内力和变形，对基坑的稳定和安全有重要影响。

土方开挖的顺序、方法必须与支护结构的设计工况一致，并遵循开槽支撑、先撑后挖、分层开挖、严禁超挖的原则。

大型深基坑开挖时，需有周密的施工方案。挖土要配合支撑施工，减少时间效应，控制围护墙变形；要保护工程桩；内支撑和降水设备；加快施工速度。深基坑常用的挖土方式有大开挖、盆式开挖、岛式开挖等。所谓盆式开挖是先开挖基坑中部的土方，暂时保留围护墙内侧周边的土坡，利用留土的反压抵消部分土压力，以减少支护结构的变形。所谓岛式开挖是先开挖基坑内侧周边的土方，而暂时保留基坑中部的土方，形成一个“岛”，以利边桁(框)架支撑的形成和搭设栈桥，方便挖土机下基坑挖土和土方汽车外运。

基坑土方开挖要做到分层、分块、对称、限时，便利支撑体系尽快形成并能受力，减少围护墙的变形。

大型深基坑的土方量有时达几十万立方米，加快基坑土方开挖速度是加快基坑工程施工速度的关键之一。

6. 深基坑工程施工与环境保护

支护结构在侧面荷载作用下总是会产生变形的，随之周围地面亦会产生水平向和垂直向的变位，当变位达到一定数值时，会对周围环境(周围邻近的建筑物、地下管线和道路等)带来危害。因此，进行基坑工程施工要保护周围环境，多数情况下支护结构的设计是由变形控制的。

压密注浆是加固地基土的重要手段之一。在进行基坑工程时，如需要可对邻近建筑物和管线基础进行注浆加固，防止变形过大。对邻近的地下管线可暂时挖出架空，使其脱离土体，不致随土体的变形而变形，亦是可选用的。

在一些特定情况下，还需采取特殊的保护措施。如上海地铁 2 号线河南中路车站(位

于南京东路之下），基坑深 17 m，围护墙为地下连续墙。其南侧有市级文物保护建筑东海商都，距地下连续墙近处仅 0.65 m，为特级环境保护，其柱间差异沉降要求小于 15 mm。施工时，除采用顺作法和逆作法组合技术对钢支撑施工和复加预应力、地下连续墙墙底和中柱桩底注浆加固等措施外，为保护东海商都还于其与地下连续墙之间呈拱形，打设两排树根桩并进行注浆，对其外排邻近基坑的 15 根柱子采取托换支撑加固措施，结果满足了要求，建筑物未出现裂缝，柱间差异沉降最大仅 15 mm。

7. 工程监测和信息化施工

鉴于深基坑的复杂性和不确定性，理论计算还难以全面准确地反映工程进行中的各种变化，所以，在理论分析指导下有目的地进行工程监测十分必要。利用其反馈的信息和数据，一方面，可及时采取技术措施防止发生重大工程事故；另一方面，亦可为完善计算理论提供依据。

工程监测要编制监测方案，监测内容视工程规模、周围环境情况、支护结构类型等而定。一般包括以下内容：

（1）支护结构水平变位。

（2）周围建筑物、地下管线等的变形。

（3）围护墙和支撑体系的内力。

（4）立柱的变形。

（5）土体分层位移。

（6）地下水位变化。

（7）土压力及抗力等。

在监测过程中，对一些内力和变形要根据计算数据和环境保护要求（见《建筑地基基础工程施工质量验收规范》（GB 50202—2002）基坑变形的监控值）事先确定报警值。当内力、变形达到报警值时，要及时向有关人员报警，以便采取对策，防止因延误而造成事故。

当前，值得注意的是，有些施工部门在基坑施工中不进行变形预测，结果造成大的灾难。为此，强调对一、二级基坑必须按规范要求进行土体和支护结构的变形观测，实施信息化施工。

总之，深基坑支护结构的主要作用是挡土，使基坑在开挖和高层深基础结构的施工全过程中，能安全顺利地进行，并保证在深基础施工期间对邻近建筑物和周围的地上和地下工程不产生危害。

一般深基坑的支护结构通常是作为临时性结构的，当基础施工完毕即失去作用。当前，国内深基坑工程已有大量的实践经验，创造了许多深基坑施工的新技术，取得了较大进步，如地下连续墙、排桩支护、锚固支护、深层搅拌支护、喷网锚复合土钉支护、逆作法施工，等等。但各种方法都不是万能的，都要结合土质条件、基坑的深度、地下水情况，因地制宜地实施，不能盲目地进行施工。应该根据不同支护类型的优缺点、适用条件，科学合理地选择经济合理的方案。其中，最重要的控制条件是基坑的稳定性、地面变形的控制、环境因素、地下水的控制、防止基坑隆起、管涌与流砂等岩土的工程问题。

1.4 边坡的治理刻不容缓

边坡是一项量大面广的工程，据2010年深圳市调查，危险边坡有300多处，安排维护资金约3亿元。又如2010年4月25日，台湾省在连接基隆和台北的北二高速公路处突然发生山体滑坡，一座高架桥被滑落的山石砸断，滑坡产生的泥石在断桥处堆积高达六七层楼高，覆盖范围长达200 m、宽达100 m，达数十万立方米土方崩落在南北车道，触目惊心，山崩滑坡形成的断桥已经阻断北二高速公路，对台湾交通造成严重影响。见图1-10、图1-11和图1-12。



图1-10 北二高速公路坍塌范围图(航拍)



图1-11 坍塌的土方约数十万立方米

2010年5月23日江西省内连日强降雨，导致某地山体滑坡掩埋铁道线路。在凌晨2点，上海开往桂林的K859次列车8节车厢脱轨，造成19人死亡，71人受伤(见图1-13)，致使广铁华东方向列车大面积晚点。



图 1-12　高速公路高架桥被砸断

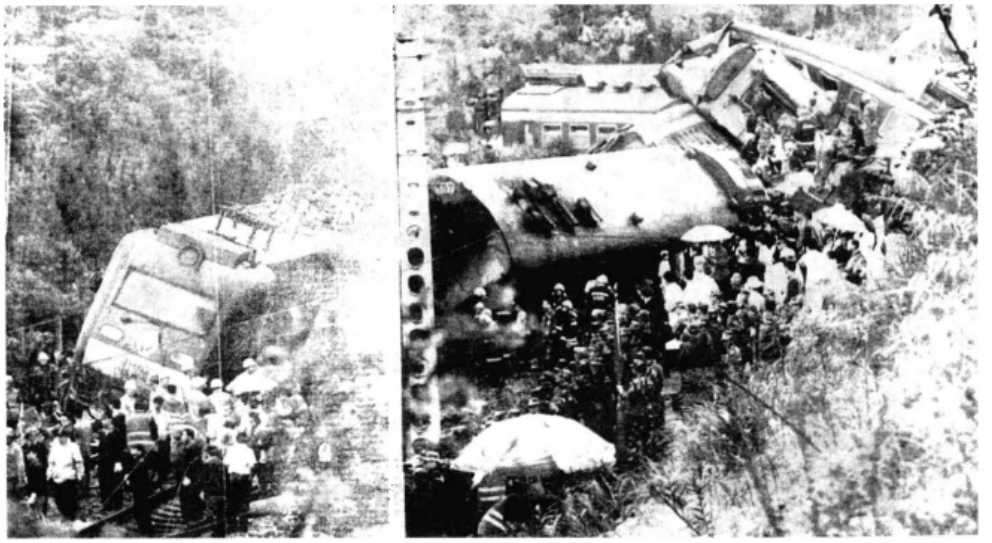


图 1-13　江西境内强降雨引起山体滑坡掩埋铁道线路

四川省汶川县一处山体塌方，造成 213 国道汶川段彻底中断，并有一条通村的半山公路出现约 50 cm 宽的裂缝，但没有发现人员伤亡。这已经是“汶川特大地震”发生后，这条有着“震中生命线”之称的国道第三次因山体大塌方中断（见图 1-14）。

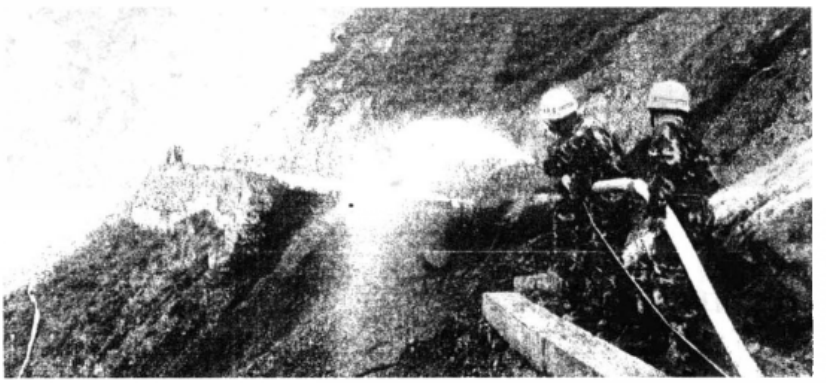


图 1-14　四川汶川滑坡“震中生命线”再次中断

塌方从5月29日10时开始，一直陆续塌方到当日深夜，共计塌方量超过1万 m^3，造成213国道线完全阻断，并沿213国道线形成了长400多m，宽200多m的松散垮塌体；位于垮塌体上方的一条通村半山公路，出现了50 cm宽的裂缝。萝卜寨、索桥两个高半山村与外界联系的交通要道阻断。

6月15日，四川省某地发生山体塌方。事发当地一水电站工程工棚上方，事故造成大渡河支流金汤河河道短时阻塞。这次山体垮塌，经核实共造成23人死亡，7人受伤，其中3人重伤。经初步调查，山体垮塌系当地之前的强降雨所致。垮塌山体体积约4万 m^3，造成事发地附近的大渡河支流金汤河河道短时阻塞。2 h后恢复自然过流。

6月18日，浙江省某地发生山体滑坡，3幢泥石墙民宅被山石掩埋，初步调查山体滑坡造成8人被埋压。

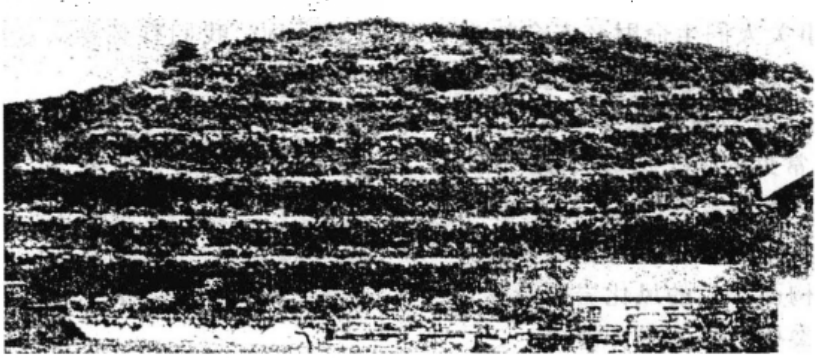
上述地质灾害滑坡频频发生，为此，必须引起有关方面的重视，对边坡进行有序、有计划的评定与治理，已刻不容缓。

6月28日，贵州省安顺市某村附近发生山体滑坡，有38户人家共107人被埋。

现介绍两例边坡治理好的典型例子，见图1-15和图1-16。



(a) 治理前工程原貌图

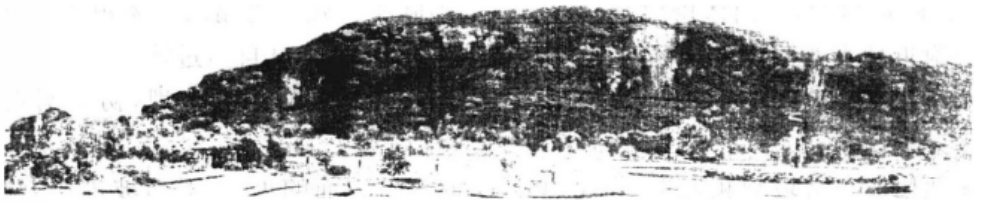


(b) 治理后工程效果图

图1-15 浙江临平镇邱山采石场生态环境治理前后效果比较图



(a) 治理前原貌图



(b) 治理后效果图

图 1-16　浙江乐清市东山南边坡治理工程前后比较图

1.5　人工边坡失稳类型及主要控制因素

1. 概述

深圳地处珠江口东侧，南临珠江入海口深圳南海大鹏湾、大亚湾及香港新界陆域，整体地势呈北高南低之势，行政区域为呈东西向延展的长条状。深圳以低山丘陵地貌为主，部分为冲洪积海积阶地(主要分布于深圳中西部)及岩溶断盆地(深圳东北部龙岗、坪山一带)。随着深圳地区经济建设的飞速发展，用地矛盾越来越突出。特殊的地理条件使得人们不得不向低山、丘陵山区要地，开山平地获得了大量珍贵的土地，但这种挖、填工程也在不经意间破坏了大自然千年来形成的自然平衡状态，导致边坡失稳，引发地质灾害。人类在征服自然的同时，如何最大程度尊重自然界内在的规律，让它与人类利益的冲突最小化，是符合我们经济活动的目的与原则的。在人们向山区要地的时候，除了一般意义上的保护生态、景观、植被等方面要求外，最重要的一点是，保持我们开挖形成的人工边坡的稳定，因为这是事关人们生命财产安全的头等大事。鉴于此，我们有必要从专业的角度来认识、探讨一下与人工边坡稳定有关的各类因素。

2. 常见的人工边坡失稳类型

深圳地区常见的人工边坡失稳形式有：

(1) 土质边坡滑移。

(2) 沿土岩界面产生的土体滑移。

(3) 顺结构面产生的风化岩层滑移。

(4) 顺断裂构造带的岩体滑移。

(5) 人工堆积土坡的滑移。

与人工边坡稳定相关的因素在深圳地区，与人工边坡稳定相关的主要因素。

3. 地貌、地层

1) 地貌

在深圳地区雨水充沛，若在人工边坡上方存在利于地表水及地下水汇聚的自然地貌

则不利于人工边坡的稳定。

2）地层

在深圳地区与人工边坡相关的地层类别可分为土层与风化岩层两大类，同时风化岩层又因岩性不同而表现出较大的差异性。

3）土层

（1）人工填土，物源以黏性土类为主，如有的地区很少有堆填过程即作处理的事例，多由人工搬运快速堆填而成，一般具有松散、强度低的特征，饱水后性状极易恶化。

（2）坡洪积土，在自然引力作用下沿山坡地近距离搬运堆积而成，一般具有粒径相对较杂、土层孔隙比大、含水量因季节而变化大的特征，其抗剪强度亦因含水量的变化而有较显著的不同。

（3）残积土，由母岩在外动力地质作用下经长期风化作用残留于原地已黏性土化的地层，土体均质性较好。

（4）全风化岩，岩石于原地在外动力地质作用下已完全风化，原岩结构形态清晰并保留微弱的残余结构强度，具较明显的黏土化特征。因其明显的黏土化特征，故将其归入土层类分析。

上述土层其均质性较好，但抗剪强度较低，易在雨后或汇水地貌条件下形成饱水、增大容重、抗剪强度降低、动水压力增大的不利状况。

4）风化岩层

主要指强风化岩及中等风化岩，特征如下：

（1）强风化岩，岩石于原地在外动力地质作用下受强烈风化作用，岩石因风化强烈而呈散体状或碎石镶嵌状结构，但仍有一定的原岩结构强度，呈半岩半土状态，结构面多具泥化特征。其结构面的分布及延展范围、与人工边坡的空间组合关系是控制岩体稳定的主要因素，但因其半岩半土的状态，岩体在地表水及雨水作用下的抗冲刷稳定性以及作用于岩石裂隙中的静水压力及动水压力是另一控制边坡稳定的重要因素。

（2）中等风化岩，岩石受风化作用影响组织结构部分被破坏，矿物成分基本未变化，风化裂隙发育，岩石结构整体上仍是较完整的，结构面以铁锰化为特征，属硬结构面。对于此类岩石而言，结构面的分布及延展范围、与人工边坡的空间组合关系是控制岩体稳定的主要因素，同时，作用于岩石裂隙中的静水压力及动水压力是另一控制边坡稳定的重要因素。

5）岩石类型

在深圳地区的基岩主要为中—粗粒花岗岩（燕山期及加里东期）、花岗片麻岩（震旦系）、变质砂岩/板岩/千枚岩（石炭系）及泥质砂岩/砂质泥岩（侏罗系），因岩性不同而表现出较大的差异性，具体如下：

（1）燕山期及加里东期中—粗粒花岗岩，属硬质岩。一般情况下岩石裂隙不甚发育，岩体较完整，在相同风化程度时此类岩石边坡是稳定性最好的。

（2）震旦系花岗片麻岩，属硬质岩。因是深变质岩，构造裂隙较为发育且残留有原生层理结构面，岩石边坡稳定性受结构面的分布及延展影响较大。

（3）侏罗系泥质砂岩/砂质泥岩，属软质岩。层理面很发育，构造裂隙也甚为发育，岩石边坡稳定性主要受层理面产状以及结构面分布及延展的控制，同时，此类岩石抗风化能

力较差，岩石暴露地表后风化作用会较显著地继续，这也不利于边坡的稳定。

（4）石炭系板岩/千枚岩/变质砂岩，变质岩，属软质岩。岩石均质性差，成分变异性大，层理面发育很好，构造裂隙也发育十分好，岩石边坡稳定性主要受层理面产状以及结构面分布及延展的控制，同时，地层中不均匀分布的千枚岩及片理化结构面因其极为破碎的岩体以及其中含有滑腻的绢云母成分往往成为该层系岩体最容易失稳的节点。另外，此类岩石抗风化能力差，岩石暴露地表后风化作用会显著地继续发展，这也不利于边坡的稳定。整体而言，石炭系地层是深圳地区出现问题最多的岩石类边坡。

6）断裂构造

如深圳地区各类构造因素而言，断裂构造对岩石类边坡稳定性的影响是最大的危害，因其具有延展范围广、多具稳定的泥化结构面（软结构面）或摩擦镜面的特征，而往往成为岩石类边坡的薄弱一环；另一方面，因深圳地区地表植被发育好，地表有较厚的第四系覆盖层，不利于勘察人员直观发现和揭示经千万年的演变，在自然状态下已处于稳定状态的与断层相关的自然边坡，故分布于浅表部的断层具相当的隐蔽性；同时，深圳地区断裂带倾角多为30°～60°的中等角度的倾角，而这往往是人工边坡常用的修坡角度，相近的倾角若与相近的走向、顺坡的倾向等不利因素相组合，往往就给边坡的失稳埋下了伏笔。

4. 各类人工边坡稳定性的主控因素

相应于前列五种深圳地区常见的人工边坡失稳形式，对其相应的主要控制因素分析如下：

1）土质边坡

一般由坡洪积土、残积土或全风化岩组成，可视为均质体，透水性差，在坡度不合理及饱水、坡顶附加应力等因素作用下易出现边坡失稳问题。边坡的稳定主要取决于人工放坡的坡比是否合理，对地表水及地下水状况的分析与处理是否得当。

2）顺坡的土—岩二元结构人工坡

上部为坡洪积土或残积土，其下直接过渡，中—微风化岩，土—岩交界面是一个岩土物理力学性质发生突变的地方，抗滑移能力取决于上覆土的抗剪强度；同时，该土—岩交界面是一个良好的隔水底板，地下水渗流至土—岩交界面处受阻，在界面附近形成一个连续的饱水带，造成土体抗剪强度降低，土体因饱水而容量增大，同时，动水压力主要也是在这里形成，从而构成了对边坡稳定不利的组合关系。例如，深圳宝安机场雷达站位于宝安区固成以南朱凹山顶上，山顶与山脚地面高差在100 m左右，北坡为一典型的土—岩二元结构山坡，坡度在30°～35°，上部覆盖层为坡洪积土及残积土，厚4～6 m，近于等厚状（近坡脚处较厚些，在8～10 m），其下直接过渡为中—微风化混合花岗岩，山脚处多年前被私开为取土场，于坡脚处大量取土，后被弃置不管，形成裸露的底部出露基岩的高陡人工坡，随着地表水的渗入及山坡上方地下水向下渗流，边坡逐渐失稳，沿土—岩界面发生土体滑移，这种滑移由下往上呈牵引式逐步向山坡上下发展，直至距山顶雷达站30余m外，直接威胁到雷达站的安全，有关单位不得不投入大量资金，请相关岩土工程专业公司作边坡治理以消除其危害。

此类边坡稳定的控制因素是坡脚处被动抗力有效与否，其原有应力平衡状态是否被破坏，地表水及地下水活动状况，等等。

3）风化岩类岩质边坡

主要指强—中等风化岩类岩质边坡，其中的砾质岩（花岗岩及花岗片麻岩）岩体基本可视为均质岩体，其抗剪强度是很大的，在此类岩体中起控制作用的是节理裂隙。一般而言，在此类岩体中出现边坡失稳的情况较少，规模也小。软质岩石（石炭系变质岩类及侏罗系沉积岩）作为岩体，其各向异性特征是显著的，在此类岩体中起控制作用的是片理面、沉积层理面或节理裂隙面等不连续结构面，这类不连续结构面的抗剪强度是很低的，若存在顺坡结构面且结构面倾角小于人工坡角时，则容易顺结构面形成结构面上方岩体的滑移。例如，深圳某高速公路于平湖镇有一段路面沿一座山头开山而过，公路两边开挖边坡出露的均为侏罗系的强—中等风化类质砂岩或砂质泥岩，设计两边放坡坡比相同，开挖放坡后，路南侧边坡是稳定的，而路北侧边坡开挖后连续不断地发生岩体滑落的事故且范围越来越大，越来越高，工程一时无法进行下去。

在此类岩质边坡中起控制作用的是结构面的产状与人工坡的坡向、坡角之间的相对关系，即结构面是顺坡还是反坡，与人工坡是大角度相交还是小角度相交或是平行，结构面倾角是大于还是小于坡角，另外，地下水的润滑作用及动水压力也是重要因素之一。

4）与浅埋断裂构造带相关的人工坡

近地表的断裂构造带在自然状态下没有可见的失稳现象或趋势是因其在自然状态下的应力平衡所致，而一经人工开挖，则破坏或削弱了这种平衡，在各种不利因素的组合下就容易出现边坡失稳事故。如某软件园因向山坡要地，对山坡坡脚进行了较大范围的开挖，坡体出露强风化岩，人工坡开挖坡角为 60°，垂直高度为 8～10 m，人工坡顶后方自然山坡仰角为 25°左右，坡体开挖后于坡脚处出露灰绿色的糜棱岩及断层泥，糜棱岩中可见光滑的断层滑动镜面，滑动面倾角小于坡角且倾向与坡向近于一致。边坡开挖后，上述这些现象未引起有关方面的重视，继续于人工坡坡脚处又按原设计开挖深 1.2 m、宽 1.2 m 的挡土墙基槽（垂直下挖），最终导致整个山体向下滑坡，最后，不得不进行大范围的边坡治理工作，既耽误了很多的时间，同对又消耗了大量的资金。

在此类边坡中起控制作用的是断层面的产状与人工坡的坡向、坡角之间的相对关系，即断层面是顺坡还是反坡，与人工坡是大角度相交还是小角度相交抑或是平行，断层面倾角是大于还是小于坡角。另外，地下水对断层带的浸润软化作用也是重要因素之一。

5）人工堆积土坡

在深圳地区，人工堆积土坡一般由搬运来的黏性土类堆填而成，80%～90%的人工堆积土坡堆填时未作专项处理，土体多是在自然干燥或稍湿状态下卸车堆填后按其天然休止角形成坡脚和坡顶位置，有些业主不想或另有需要不设置挡土设施，则其后的工程建设就在这种自然休止的人工坡上进行，这往往给工程带来隐患。须知，人工填土在水下的天然休止角要比自然干燥或稍湿状态下要小若干度，在多雨的深圳地区，松散的人工堆积土坡雨后很容易饱水，并形成较大的动水压力，在这些因素作用下，自然干燥或稍湿状态下自然休止的人工堆填土坡还会有较大的调整过程，这就会给工程带来问题甚至事故隐患。如某山庄位于原始地貌低丘陵地带，后经人工挖填改造为一高台地，为小区景观设计需要于原地势较低处用人工填土堆填形成一个 U 形山谷，人工山谷的三个山坡方向及坡底均为人工填土堆积而成，坡比在 1∶1.5～1∶1.8（高宽比），山坡处人工填土厚 8～15 m，坡底处人工填土厚 6～12 m。堆填施工时值旱季，堆填完后坡体是稳定的。其后于坡顶上即进

行预应力管桩的沉桩作业及上部结构(5—7层住宅楼)的施工,上部结构封顶时雨季来临,人工山谷土体因饱水而性状迅速恶化,土体开始出现滑移,有一栋楼甚至出现打入的预应力管桩基础因坡顶附近土体滑移而导致桩身外露的险情。最后不得不对该人工堆积边坡进行专项岩土工程治理,耗费了大量的时间及资金。

人工填土自身性状差,含水量是其性状变化及土坡稳定的主要控制因素,土坡堆填时的施工方式(含水量的控制与否、压实状态的控制状况)对其性状有很大的影响。

5. 对不同类型人工边坡的治理思路

人工边坡是一项颇为复杂的岩土工程,各方面的因素均会对其稳定产生影响,由此,人工边坡形成之前首先要做好边坡的勘察工作,对边坡的工程地质条件及其发展趋势做出正确的评价。对于上述五类人工边坡,可针对其不同的特点考虑如下的治理思路。

1) 土质边坡

土质边坡具有质性较好,但抗剪强度较低,易受水文因素影响的特点,应以合理的坡比及对地表水及地下水的有效截、排、疏为主要治理方向。

2) 顺坡的土—岩二元结构人工坡

一般不宜破坏其原有平衡状态,若确有需要时,应以设置有效的抗滑桩-锚体系为主要治理思路,补偿其原有被动区土体的抗力损失,恢复、保持其原有平衡状态。

3) 风化岩类岩质边坡

边坡稳定主要受结构面控制,在做好结构面空间分布、组合特征的调查、分析的基础上,有条件时首先应顺势而为,在设计上避免出现人工坡与结构面的不利组合(这对于结构面极为发育的石炭系、侏罗系地层尤为如此),若不具备上述条件时,应采取锚固、支挡、销钉锁固为主要思路的"点对点"式的治理方法。

4) 与浅埋断裂构造带相关的人工坡

边坡稳定主要受连续分布的软结构面(断裂构造带)的控制,在边坡与结构面不利组合的情况下,应以设置强而有效的抗滑桩-锚体系为主要治理思路,有条件时亦应对软结构面上方岩土体作卸荷处理。

5) 人工堆积土坡

人工填土自身性状差,尤其在饱水之后,因此,应首先对土坡堆填时的施工方式(含水量的控制与否、压实状态的控制状况)作有效的设计与控制,对土坡的稳定问题应以设置重力式挡土结构为主要思路,若对坡形、边坡形成后的状态有特别要求时,则应在填土之前有综合性的设计,填土时,对土体进行强化处理,如设置加筋材料形成复合土体提高抗剪强度、掺入强化材料改善土体性状等。

人工边坡是一项颇为复杂的岩土工程,涉及地理、气象、水文、岩土体、人类活动等方方面面的因素,不可轻视。我们应清醒地认识到边坡稳定的重要性,重视对边坡的勘察与治理工作。

2 造成基坑与边坡工程失事的实例

在基坑与边坡支护工程中，不仅要总结工程支护的成功经验，也要总结失事的经验和教训。

2.1 勘察因素造成工程失事的实例

基坑勘察问题造成基坑的事故，主要原因是：勘察工作不认真；认为基坑支护工程是一项临时性工程，因而提供勘察资料不详细，有的甚至连地质剖面图也没有；土力学计算中的主要力学指标 c 和 φ 与实际相差很远，有的偏大，使设计不安全，也有提供指标偏小，使计算分析严重失真。

另外，在勘察过程中，对水文地质勘察工作不重视，地下水的种类较多，如承压水、上层滞水、渗流水等都没有搞清楚，就出了勘察报告。基坑事故中水患造成的事故居多，因此，必须对勘察工作引起重视。在勘察前，设计与勘察工作必须沟通，提供的勘察资料必须符合设计和施工的要求。

2.1.1 青岛某基坑险情原因分析和加固处理

1. 概述

青岛某地下商城，地下建筑面积 9 800 m²，平均埋深 12 m。其 1 号口部是位于中山路的一个进出口。口部基坑深 10 m，支护长度 71 m。基坑周边有商店、酒楼和市政污水管线，特别是北侧边缘有一台供整个中山路及周围街道用电的变压器及高压输电线路。环境复杂，无放坡开挖条件。

该工程无任何地质勘察资料。开挖后得知该场地上部 0～4.5 m 为回填土，以下为强风化花岗岩，并伴有宽度为 5.2 m 遇水膨胀的煌斑岩夹层。施工时值雨季。

针对上述地质情况和周围环境，施工单位确定基坑护壁采用喷锚网支护方案，见图 2-1。支护参数为喷射混凝土 C20，水灰比 0.45，配合比为灰：砂：石子＝1：2：2，外加 4%速凝剂，喷射厚度为 10 cm。钢筋采用 ϕ6@200×200，网筋与锚杆焊结成一体。锚杆为 ϕ20@900～1 000 L2500；无预应力；锚孔 ϕ40 mm。

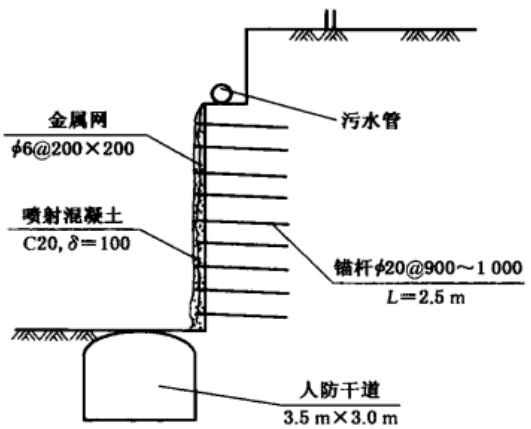


图 2-1 原支护方案

2. 险情及其原因

基坑开挖至 8.5 m 时，距北坡 5 m 位置地表和 3.5 m 位置的围墙出现开裂，3 h 内裂缝最宽处达 20 mm，平均位移速率为 6.6 mm/h 左右，直接影响变压器及周围建筑物安

全。经采取紧急措施，如图 2-2 所示的加固方案后，边坡变形及时得到了控制。

经事后调查险情，认为原因有以下几点：

（1）在边坡正下方，即坑底下部人防干道。该干道开挖时，可能出现过较大塌方，而浇灌混凝土时未填实（空洞沿巷道走向，宽约 3 m）。因未进行地质勘探，故支护设计时对此情况不明。这是导致险情的最主要原因。

（2）坡顶有一直径为 400 mm 的污水管，接头长年漏水，该处煌斑岩夹层遇水松软膨胀，以及施工正值雨季，基坑第三层开挖后未及时支护，大雨冲刷坡脚，形成“悬空”状态等，都是造成该工程险情的诸多因素之一。

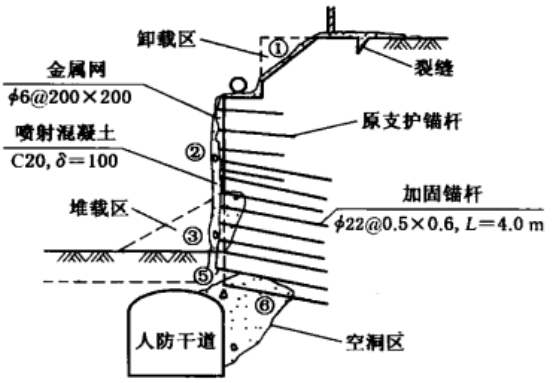


图 2-2　加固方案

3. 加固处理及效果

经研究，仍采用喷锚网加固处理。

（1）用 C20 喷射混凝土封闭①区（见图 2-2）的卸载坡面和污水沟沟面。用水泥浆将滑移破坏区地面裂缝浇灌封闭并抹面，以防雨水渗入。

（2）用全长注浆锚杆锚固滑移体底脚。锚杆参数为 φ22 钢筋，长 4.0 m，间距 0.5 m×0.6 m，倾角 10°。喷网参数同原支护（见图 2-3）。

为确保加固方案可靠，对边坡稳定性进行了验算，参考附近工程地质勘探资料，选取有关计算参数见表 2-1。

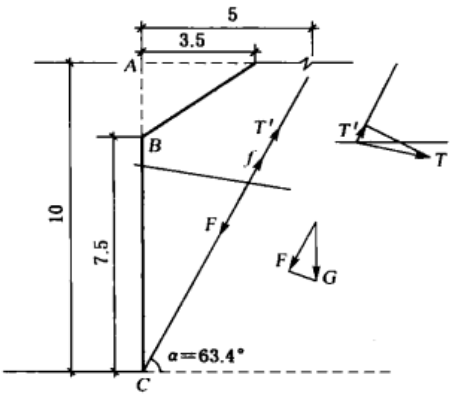


图 2-3　计算分析简图（单位：m）

边坡滑移面已形成。验算时不再考虑滑面黏结力影响。按极限平衡条件，滑移体下滑力与锚杆所提供的阻滑力相等（图 2-3）。

表 2-1　　土层计算参数

名　称	层厚/m	γ/(kN/m³)	c/kPa	φ/(°)
土　层	4.5	18.4	35.0	15.0
强风化岩层	5.5	20.8	0	37.7
加权平均	10.0	19.7	15.8	27.5

$$m = \frac{T' + f}{F}$$

式中　m——安全系数；

F——滑移体沿滑裂面的下滑力；

f——滑移面上的摩阻力；

T'——锚杆抗拔力在滑移面上的分力。

由图 2-3 可知：

$$T' = T\cos(\alpha + 10)$$

$$f = G\cos\alpha\tan\varphi$$

$$F = G\sin\alpha$$

$$T = \pi d\tau l_{锚} / S_V$$

$$G = \gamma(AC \cdot AB - AE \cdot AD)$$

式中 T——锚杆抗拔力，kN；

G——滑移体重量，kN/m；

τ——岩土抗剪强度，MPa，取 0.6 MPa；

$l_{锚}$——锚杆单位宽度上的总锚固长度，mm，根据计算为 $l_{锚} = 25.9$ m；

S_V——锚杆水平间距，m，取 0.5 m；

d——锚杆孔径 mm，$d = 40$ mm。

则

$$m = \frac{\pi d\tau l_{锚}\frac{1}{S_V}\cos\alpha(\alpha+10) + \gamma(AC \cdot AB - AE \cdot AD)\cos\alpha\tan\varphi}{\gamma(AC \cdot AB - AE \cdot AD)\sin\alpha}$$

$$= \frac{\pi \times 0.04 \times 25.9 \times \frac{1}{0.5} \times \cos 73.4^\circ + 19.7 \times (5 \times 10 - 2 \times 2.5) \times \cos 63.4^\circ \times \tan 27.5^\circ}{19.7 \times (5 \times 10 - 2 \times 2.5) \times \sin 63.4^\circ}$$

$$\approx 1.7$$

加固后边坡稳定性良好。

监测结果表明：在采取临时稳定措施之前，边坡裂缝张开速度达 10.02 mm/h；采取临时措施后，裂缝张开速度为 0.21 mm/h，边坡位移率为 0.072 mm/h；开挖面加固支护后，变形趋于收敛。

2.1.2 某大厦支护桩倒塌事故分析

1. 工程及事故概况

某工程位于繁华的市区，建筑面积 20 185 m²，地下 3 层，基坑开挖深度为 12 m，现场场地狭窄，三面相邻建筑物较近，一面临市区马路主干道。地表以下土层依次为杂填土、素填土、Ⅰ级非自重湿陷性黄土、粉质黏土、卵石、黏土等。为了节约资金，建设单位自行决定在基坑西侧采用 1∶0.3 放坡；东侧、南侧、北侧西北角采用 ϕ800 mm 钢筋混凝土灌注桩，间距 1.8 m，桩长 18 m；最大配筋为 16ϕ18，沿桩周均匀排列；北侧有部分地段采用 ϕ159 mm，钢管桩 7 根，桩距为 1 m，桩长 15 m；基坑四周设置 ϕ400 mm 深井 12 口，井深 20 m，用潜水泵将水抽至地面外排除。1992 年 11 月与 1993 年 2 月之间该工程曾 4 次发生险情，支护桩倒塌；在距桩底约 1 m 处桩被折断。尽管在这阶段中进行过多次抢险，但最终因种种原因未能奏效，使场内土方堆积 3 000 m³，断桩 33 根，基坑东边已塌方到一幢 6 层住宅楼的边缘。

2. 事故原因分析

该基坑支护结构出现事故的主要原因是：设计方由于缺乏土体详细的物理力学指标。

这里仅能假设土质较理想，设桩后土的内摩擦角 $\varphi_1 = 35°$，桩前土的内摩擦角 $\varphi_2 = 5°$，$\gamma = 18\ \mathrm{kN/m^3}$，黏聚力 $c = 0$，且不考虑安全储备，则在如图 2-4 所示的桩的受力情况下，令 $\sum M_B = 0$，则有

$$\frac{h+t}{3} \times \frac{r}{2} \times (h+t)^2 \times K_a - \frac{1}{3} \times t \times \frac{1}{2r} \times t^2 K_p = 0$$

$$(h+t)^3 K_a - t^3 K_p = 0$$

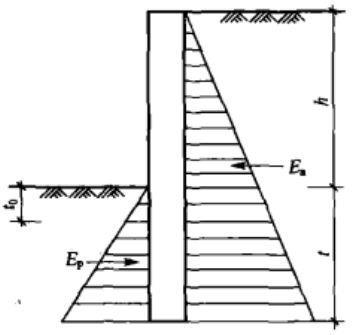


图 2-4　桩身受力图

式中　K_a——主动土压力系数，$K_a = \tan^2(45° - \varphi_1/2)$；

K_p——被动土压力系数，$K_p = \tan^2(45° + \varphi_1/2)$；

t——桩的入土深度，m；

γ——土体重度，$\mathrm{kN/m^3}$。

由此可以计算出桩的埋深 $t = 9\ \mathrm{m}$，而设计中桩的埋深仅 6 m，桩长严重不足。

若桩身最大弯矩位于基底以下深度 t_0 处，则该截面的切应力为零。即

$$E_a = E_p$$

$$\frac{r(h+t_0)^2 K_a}{2} = \frac{r t_0^2 K_p}{2}$$

最大弯矩

$$M_{max} = \frac{1}{3}(h+t_0) \times \frac{r}{2}(h+t_0)^2 K_a - \frac{1}{3} r t_0 \times \frac{1}{2} t_0^2 K_p$$

$$= \frac{1}{6} r (h+t_0)^3 K_a - \frac{1}{6} r t_0^3 K_p$$

$$= 2\,643\ \mathrm{kN \cdot m}$$

而该截面所能承受的最大弯矩为 M_0

$$M_0 = \frac{2}{3} f_{cm} A r \alpha / \pi \sin^3 \pi + f_y A_s \gamma_s \alpha \sin \pi + \alpha_1 / \pi \sin \pi$$

其中　$\alpha_t = 1.25 - 2\alpha$。

式中　f_{cm}——混凝土弯曲抗压强度设计值；

A——桩身截面面积；

f_y——钢筋抗拉强度设计值；

A_s——钢筋截面面积；

γ_s——圆弧滑动抗力分项系数。

α 值可以根据下面等式求出：

$$\alpha f_{cm} A \left(1 - \sin \pi \frac{2\alpha}{2\pi\alpha}\right) + (\alpha - \alpha_t) f_y A_s = 0$$

$$\alpha = \frac{1}{4.2}$$

由此可以求出：　　$M_0 = 418.9\ \mathrm{kN \cdot m}$

$M_0 < M_{max}$，所以，桩身配筋严重不足，必然发生断桩现象。

另外，桩身钢筋采用均匀排列，减弱了悬臂桩的抗弯能力，较合理的放置方法是应相对集中地排列在面向基坑内外侧的两边。

总而言之，由于原设计支护桩无法抵抗桩侧土压力，导致发生桩身断裂、倒塌现象。

3. 事故处理

事故发生以后，施工单位及时采取了有效措施。为了保护剩余的桩不继续倒塌，决定采用桩后卸载法，挖去桩后 3 m 深的土体，减轻桩后主动土压力，同时也减少了桩的悬臂长度。对已坍塌到基坑边缘的一幢 6 层楼实行紧急保护措施，浇筑钢筋混凝土护壁，并在断桩上加设型钢顶撑，以确保该幢 6 层楼的安全。

2.1.3 杭州某大厦基坑工程事故分析

1. 工程概况

杭州某商业中心大厦位于杭州市庆春路立交桥西南下角，建筑面积 41 058 m^2，总高度 109.2 m，地下 2 层，地上 30 层，现浇框架剪力墙结构。地下室建筑面积 4 800 m^2，承台厚 2.1 m，基坑东西长约 65 m，南北宽约 42 m。自然地面相对标高 −1.5 m，开挖深度 11.00 m，局部 −13.00 m。北侧紧贴庆春路人行道，其下埋有电缆、水管等城市地下设施，南侧距省中医学院三栋住宅楼约 8～9 m，其间建有围墙、道路，下埋化粪池和上下水管道。现场平面图见图 2-5。

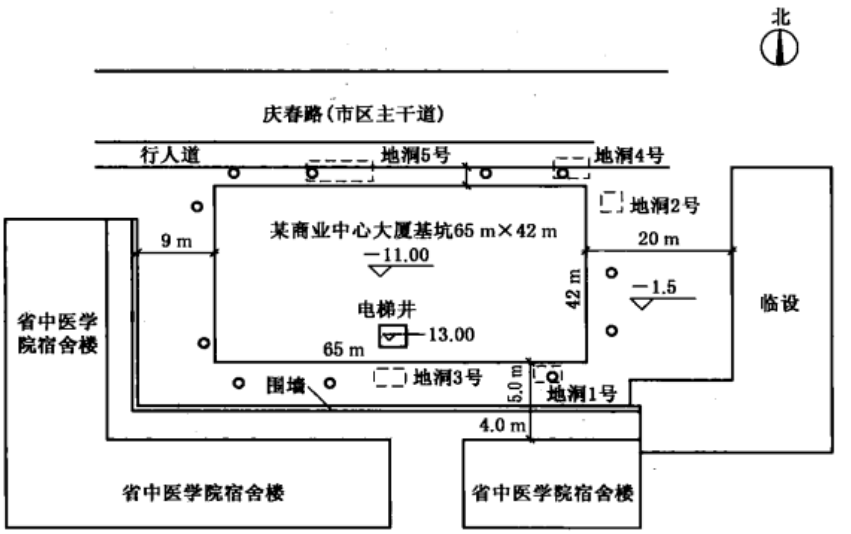


图 2-5 现场平面图

2. 地质条件

本工程地质分布情况如下(自地面往下)：

① 杂填土厚 1.8～3.4 m；

②a 砂质粉土厚 0.2～1.1 m，$w = 30.0\%$；

②b 砂质粉土厚 3.35～4.00 m，$\varphi = 24.9°$，$c = 16.8$ kPa，$w = 28.9\%$；

②c 粉砂厚 6.45～8.5 m，$\varphi = 29.4°$，$c = 5.6$ kPa，$w = 25.8\%$；

②d 砂质粉土厚 5.0～2.0 m，$\varphi = 22.3°$，$c = 16.5$ kPa，$w = 34.5\%$；

③ 淤泥质黏土厚 2.1～9 m，$w = 44.7\%$；

④a 粉质黏土厚 0～3 m，$\varphi = 18.6°$；$c = 14$ kPa，$w = 24\%$，$\varphi_u = 4.5°$，$C_u = 155$；

④b 粉质黏土厚 8.2～0 m，$\varphi = 15.4°$，$c = 22.4$ kPa，$w = 33\%$，$\varphi_u = 6°$，$C_u = 75.7$。

地下水位在－2 m 以下，渗透系数在 1.86×10^{-3}～2.56×10^{-4}之间。干燥时直立性好，遇水即成流砂。地下室座落在②c 粉砂土层中，深度约在－17 m 以下进入不透水淤泥质黏土层。基坑东西侧地下有古河坎、旧房基，施工时，曾挖出大量青石、块石、木桩等障碍物(图 2-5)。

3. 基坑支护设计

该大厦采用桩箱基础，其基坑采用钻孔灌注桩加上中二层预应力钢管内支撑作为挡土支护结构，灌注桩尖标高－25.00 m，穿过粉砂层进入④a—④b。采用水泥搅拌桩和旋喷桩作为隔水挡土结构，桩尖标高－13.5～19.8 m，进入不透水③土层。人工降水作为辅助和备用措施，详见图 2-6 和图 2-7。

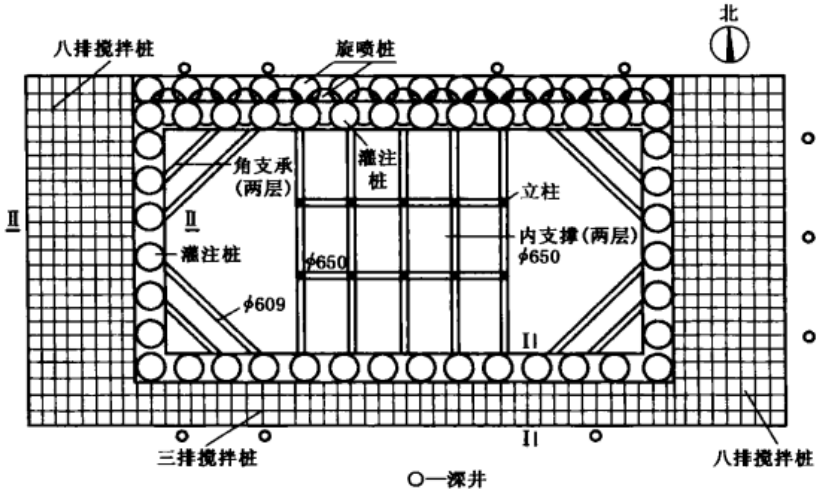


图 2-6　围护工程平面图

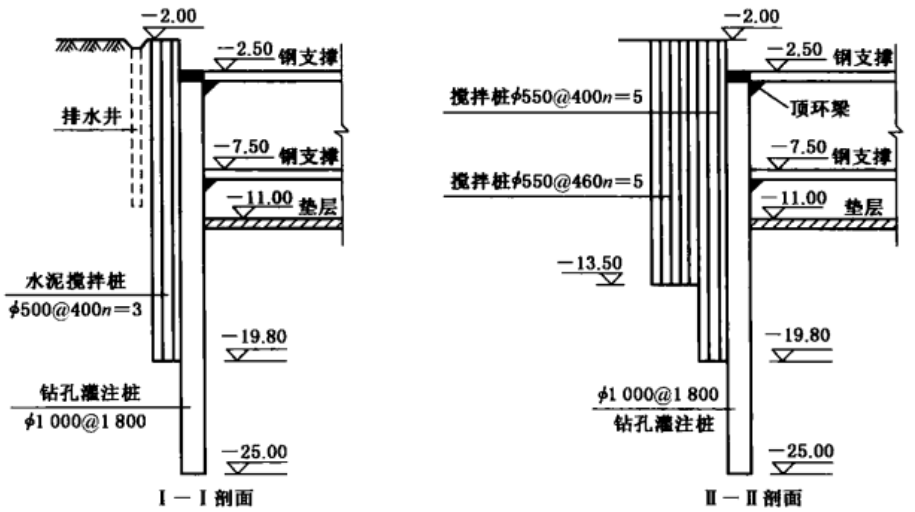


图 2-7　剖面图

图 2-6 中东西两边：一排钻孔灌注桩(φ1 000 mm，净距 800 mm，深－25 m)，八排水泥搅拌桩(φ500～φ550 mm，梅花形搭接 100 mm，深度－13.5～－19.8 m)。

南边：因与省中医学院围墙间隔 4 m，故布置一排钻孔灌注桩和三排搅拌桩（尺寸同上）。

北边：因紧贴庆春路人行道，故布置一排钻孔桩（尺寸同上）和一排 S 形高压水泥旋喷桩（ϕ1 100～ϕ1 200 mm，中心距 900 mm，深度－13.5～－19.8 m。

±0.00 向下－2.5 m 和－7.5 m 平面处设置 ϕ650～ϕ609 mm 预应力钢管内支撑（包括角支撑）。内支撑交叉点共 10 根抗拔槽钢组合柱，内支撑间距 6.5 m/根。坑外面卸土至－2.00 m 搅拌桩桩顶，钻孔桩桩顶标高－2.5 m。桩顶做 1 100 mm×500 mm 钢筋混凝土环梁贯通四壁，同时，也作为上层内支撑的端部支点。中层内支撑支点在钻孔桩－7.5 m 标高处，此处增设型钢圈梁和牛腿。两层钢支撑安装好后，施加预应力（30～50 t）/根。

考虑到钻孔桩和搅拌桩端均进入－17 m 向下的淤泥质不透水层，应能达到彻底隔水和防止基坑底部发生管涌的目的，故坑外设置若干深井备用，坑内原计划深井降水，后遭破坏，改为二级井点降水。

4. 基坑开挖与事故的分析和处理

（1）挖土阶段。1995 年 1 月试开挖。东南、东北两角局部深挖至－7.00 m 后，暴露出的灌注（搅拌）桩间突然喷射出大量流砂，坑外相应的两个深井旁边迅速出现地陷洞穴，约有 2 m 深，地洞 1 号、2 号位置已无法继续施工，只好用干水泥和黏土回填。

分析原因：仔细检查暴露出来的搅拌桩，存在流砂缝隙。表明施工时桩位、垂直度偏差和地下障碍造成相邻两桩互相搭接不严密，导致整个帷幕出现若干漏水缝隙，不能发挥止水封闭作用。加上局部试挖深度超过坑内刚刚开始的井点降水力度，坑外地下水经搅拌桩缝隙带砂进入坑内，产生了流砂。

处理方案：采取降水和止水相结合的办法综合治理。考虑到土质压缩模量较高，经过计算，降水使之固结沉降预计约有 25 mm 左右，南边中医学院宿舍楼（基础有 6 m 长的方桩）因之不会受到太大影响，但须加强观测。

坑外增设一级井点降水，坑内加密二级井点降水，加大降水力度。

在地面上对南面三排搅拌桩分段施工接缝进行认真探查，并用二点压浆法堵塞。

详细制定“先降水、后开挖”，“先内撑、再深挖”的施工方案，严禁超前、超深开挖。

边开挖边对暴露出来的灌注桩间进行封闭止水，即在灌注桩壁上挂上钢丝网片，喷射 10～15 cm 厚细石混凝土护壁。

（2）垫层阶段。虽然采取了一系列措施，但因基坑范围太大，地下水源又十分丰富，流砂现象一直未能完全消除。特别是垫层施工十分困难，坑底阴角、垫层薄弱部位以及垫层与工程桩接合处不断上涌、上喷大量流砂，更为严重的是坑外四周地面大规模开裂，南边宿舍楼逐步向基坑倾斜，须再次研究处理方案。

分析原因：坑内二级井点、坑外一级井点降水形成的内外水头差，促使坑外地下水透过垫层下面的桩隙绕道坑底不断上涌、上喷形成“管涌”，坑内废弃不用的几口深井也在不断上冒水流，所有这些现象均带走大量砂粒，造成坑外水土的大量流失，引起地表下沉、开裂，详见图 2-8。

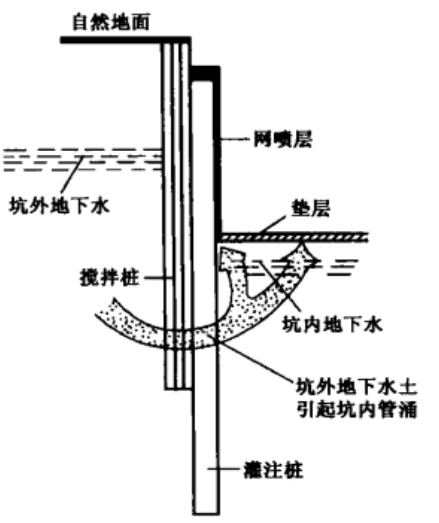


图 2-8

处理方案：坑内中部增设南北方向三级井点和电梯井局部三级井点降水，消除“管涌”。加厚、加宽垫层，形成第三道内支撑，同时起到压水、封闭坑底的效果。

对局部流砂较为严重的坑壁除实施“网喷”外，在表面补浇一层钢筋混凝土止水墙。在承台砖模与桩壁之间浇筑“块石混凝土”（利用凿桩混凝土块），压实阴角，见图 2-9。

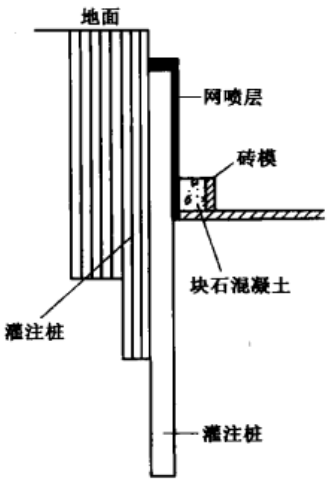


图 2-9

对地面开裂状况全面检查，随时使用水泥砂浆抹平，防止下雨时地表水由此渗入地下。

（3）施工阶段。地下室施工阶段随着各种措施的落实，大范围流砂、管涌现象基本得到控制，邻近建筑物和市政设施的不均匀沉降也逐步减少、稳定。加上 4、5 月份梅雨连续不断。实际上起到回灌作用，部分沉降出现反弹，形势的好转有利于全面拼抢地下室施工。

天有不测风云，一场罕见的暴风雨从天而降，地下水位猛涨，强大的坑内外水头差迅速击穿了“网喷层”。大量流砂喷射而入，射程达 10 m 之远；坑外地面不断起伏下沉，南边 60 多 m 长围墙大范围倒塌；接着该边中部突然下凹，形成一个 3.5 m×5 m×2 m（深）的深坑，北边也跟着发生无预兆的地陷现象，形成了一个个很深很长的有暗道的地洞。详见图 2-5 中地洞 3 号、4 号、5 号位置。

分析原因：因前一阶段治理流砂已见成效，思想有松懈，为尽量减少对邻近建筑物和市政道路的影响，坑外井点降水早已停止不用，使得坑外地下水位居高不下，加上“网喷层”存在分段施工接缝等较薄弱部位，坑壁被击穿的隐患很大。

认真检查下凹的空洞 3 号，发现暴露出来的地下排污管和自来水管道一直存在漏水现象，加上地下室特别是电梯井开挖发生的流砂及此处电梯井局部三级井点降水不断带走该处水土，致使 3 号位置地下水土大量流失，形成地下空洞，这场大雨使得地表水沿裂缝进入土层，土体受到扰动，失去原有平衡而塌落。

处理方案：抢修漏水的地下管道，迅速回填，压实、浇筑混凝土路面。使用块石和快干水泥等物体堵塞坑壁“网喷层”的流砂洞眼。全面勘探坑外四周土体因水土流失形成的地下空洞、暗道和疏松地带，针对不同情况采取相应加固措施。如对图 2-5 中地洞 4 号就一次性灌浆消耗了 16 t 水泥，对图 2-5 中地洞 5 号回填了 90 m^3 的砂土，可见措施十分必要。

5. 施工监测和动态管理

动态监测反馈了基坑开挖和地下室施工过程中围护结构的动态信息及对周围环境影响的各种信息。

桩顶环梁轴线位移及沉降观测，钻孔桩测斜，墙背土体裂缝观察，中医学院三栋住宅楼沉降观测和测斜，中医学院宿舍楼内部裂缝和变形观察。

通过对桩顶位移的观测，发现整个支护体系变形均在 10～20 mm 范围内，显示施加预应力是增加土体稳定、减小侧向位移的有效措施。通过对南边住宅楼的沉降观测和测斜，无论是沉降还是屋顶水平位移（向基坑方向）最大值均超过 60～70 mm，同时，房屋墙面、地面、屋面也产生了不少裂缝，给居民的生活带来了非常不安的气氛和居住困难，这是应该吸取的教训。

6. 经验教训

(1) 本工程支护挡土结构在基础开挖和地下室施工过程中始终是稳固可靠的，由于施加了预应力，周围土体十分稳定，侧向位移很小，钢支撑无失稳现象，且拆装方便，可缩短工期，补强简便，钢构件可回收反复使用，钢立柱穿过底板不妨碍布筋，穿过顶板不需特殊处理。

(2) 水泥搅拌桩和旋喷桩在粉砂地质中成桩质量尚可，但因地下障碍、桩架垂直度和定位误差等因素的影响，相邻的两桩互相搭接不一定可靠，基坑越深，搭接的可靠性就越差。因此，此类止水帷幕若要在粉砂土质中完全止水，还需增加“网喷”。

(3) “水泥土”类围护止水帷幕在黏性土质中的作用比较可靠，土体颗粒的互相粘合作用易自行修补桩间细小漏水缝隙，而在粉砂土中，此类缝隙却会随着漏砂颗粒移动越变越宽，流砂现象越演越烈。因此，需慎重选择，一旦确定，应充分重视工程质量。

(4) 灌注桩可用于粉砂土质中的挡土护壁，考虑到流砂难以避免，为补漏封闭的方便，须尽量密排布置。

(5) 在粉砂土层中进行深基坑开挖，在坑内外采用井点持续降水是避免和减少流砂的重要措施。如果用“时开时关”的方法控制坑外降水深度，容易堵塞井管，同时，还会削弱井管的真空度，造成井点失效。另外，不宜采用深井降水的方法，因为此法对砂性土体扰动较大，水的流动会引起大量粉砂颗粒的移动造成塌孔，破坏井体。

(6) 深基坑开挖中，如果经常出现流砂或大范围降水，必须加强坑外地面裂缝观察和土体深层探测，如果发现地下松动、有流砂暗道和地下空洞时，必须立即采取措施，防止突然塌陷，发生意外事故。

(7) 最主要的经验教训是地质勘察资料缺项较多，设计支护结构时没有认真研究勘察资料。

2.1.4 延安某办公楼工程事故分析

1. 概述

延安某两层砖混结构办公楼，平面布置呈回字形(图 2-10)，层高 3.0 m，毛石基础宽 600 mm，埋深 1.50 m，在毛石基础顶部及每层楼板下均设置 370(240)mm×240 mm 并配有 4φ14 和 φ8@250 mm 的钢筋混凝土圈梁一道。基础下为 450 mm 二八灰土垫层。设计前没有进行工程地质勘察工作。

1993 年 11 月该办公楼竣工验收时，在东侧楼的东北角山墙和北面山墙出现宽度不等裂缝。1994 年冬季以后，裂缝发展较为迅速。1995 年 6 月开始对办公楼事故进行分析处理。经调查发现，裂缝主要为墙体裂缝和楼面裂缝，在东侧楼的底层，南北向纵墙窗洞的上下角边出现长 20～40 mm，宽 0.5～2.0 mm 的斜裂缝；由于圈

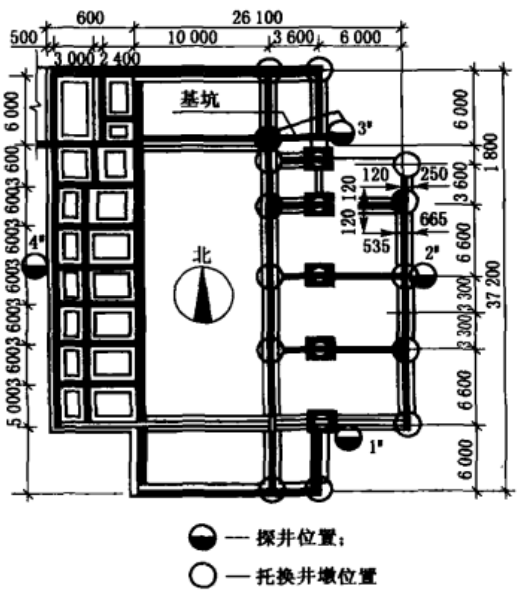


图 2-10 延安某办公楼基础平面和托换井墩布置

梁作用的二楼墙没有裂缝发生，在南侧楼和北侧楼东段由于地基的沉降使得二楼会议厅和楼梯过道大梁出现通长裂缝，宽 2.5 mm；北侧楼东端裂缝最宽，在底层过道处达 100 mm，且两次用水泥灌缝均无效，裂缝呈发展趋势。

2. 事故原因分析

据调查，该办公楼地基 20 世纪 70 年代为改造梯田曾进行过土地平整，但建楼时只简单地进行了整理。设计前没有对办公楼地基土层进行工程地质勘察，对地层分布和其物理力学特性不清楚。平整时西挖东填，地基处理不够，虽然毛石基础深 1.5 m，并在其下设置 450 mm 二八灰土垫层。但这只相当于处理了平整后的填土，实际上，对原来的冲洪坡积黄土没作任何处理。探井取样时，在楼房的东北角基础下 800 mm 处还发现有一墓穴横穿基础。

陕北地区的黄土地层，尤其是山前冲积坡积的新近堆积黄土，其成土年龄短，孔隙比大，压缩性高，结构强度弱，自重湿陷敏感。在基础设计时，仅凭经验往往会造成失误，因此，可以认为造成办公楼开裂事故的主要原因是对自重湿陷性黄土尤其是新近堆积黄土的物理力学性质认识不足，实际上是由地基的不均匀沉降和不良地质现象（墓穴）所造成的。

3. 地基托换加固方案和结构强度验算

按照《砌体结构设计规范》中的说法，对于有基础圈梁的地基托换加固，可以认为圈梁已与上部砌体形成了墙梁，所以，对上部结构可按墙梁分析，基础圈梁相当于托梁。按照现有对墙梁受力机理的研究，可取墙梁计算高度为一层层高，在墙梁计算时，托梁为小偏心受拉或中心受拉构件。在这里，考虑到地基有可能参与共同工作，在计算时地基圈梁按轴心受拉构件处理。横墙和纵墙均按承重墙梁验算，横墙跨度虽大于纵墙，但横墙上没有门窗洞口，所以，应对纵墙和横墙的强度分别进行验算。

1）横墙强度验算（无洞口承重墙梁）

（1）荷载计算（以 1 m 作为带宽）

屋面恒载标准值为 4.12 kN/m²，作用于横墙的屋面恒载设计值为

$$Q_a = 4.12 \times 3.3 \times 1.2 = 16.32\ \text{kN/m}$$

楼面恒载标准值为 2.77 kN/m²，作用于横墙的楼面恒载设计值为

$$Q_b = 2.77 \times 3.3 \times 1.2 = 10.97\ \text{kN/m}$$

屋面活载标准值为 0.5 kN/m²，作用于横墙的屋面活载设计值为

$$Q_c = 0.5 \times 3.3 \times 0.4 \times 0.85 \times 1.4 = 0.79\ \text{kN/m}$$

（其中，活载准永久系数为 0.4，两层楼基础以上的活载折减系数为 0.85，下同）

楼面活载标准值为 1.5 kN/m²；作用于横墙的楼面活载设计值为

$$Q_d = 1.5 \times 3.3 \times 0.4 \times 0.85 \times 1.4 = 2.36\ \text{kN/m}$$

两层楼房横墙自重为 $Q_e = 5.24 \times 6 \times 1.2 = 37.73\ \text{kN/m}$

基础梁自重为 $Q_f = 0.24 \times 0.24 \times 25 \times 1.2 = 1.73\ \text{kN/m}$

（2）横墙强度计算

$$Q_1 = Q_f = 1.73\ \text{kN/m}$$

式中，Q_1 为托梁顶面荷载，包括本楼层的活、恒载和托梁自重。在此为托梁自重。

$$\phi = \frac{1}{1+\dfrac{2.5b_f h_f}{l_0 h}} = \frac{1}{1+\dfrac{2.5\times 1.68\times 0.37}{9.0\times 0.24}} = 0.581\,4$$

其中，ϕ 为考虑翼墙影响的楼盖荷载折减系数，b_f，h_f，l_0 和 h 的含义如图 2-11 所示。

$$\begin{aligned} Q_2 &= g_W + \phi(Q_a + Q_b + Q_c + Q_d) \\ &= 37.73 + 0.581\,4\times(16.32+10.97+0.97+2.36) \\ &= 55.43\ \text{kN/m} \end{aligned}$$

其中，Q_2 原为墙梁顶面的荷载，为除托梁顶面楼层外其他各层的活载、静载和墙体自重，g_w 为托梁以上各层墙体自重，在此 g_w 即为 Q_e。

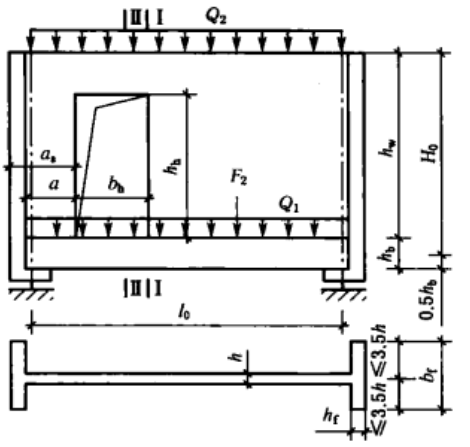


图 2-11 墙梁强度计算模型图

托梁跨中最大弯矩为

$$M_2 = \frac{Q_2 l_0^2}{8} = \frac{55.43\times 9.0^2}{8} = 561.23\ \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\begin{aligned} M_L &= aM_2 = (\phi_1 h_b/Z)M_2 = (0.4\times 0.24/2.25)\times 561.23 \\ &= 23.94\ \text{kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

式中 M_L——托梁的局部弯矩；

α——无洞口墙梁局部弯矩系数；

ϕ_1——试验系数；

h_b——托梁高度。

托梁轴力为

$$N_{bt} = \frac{M_2 - M_1}{Z} = \frac{561.23 - 23.94}{2.25} = 238.79\ \text{kN}$$

式中，Z 为墙梁的力矩。

托梁所能承受的轴力为

$$N = f_g A_s + f_{pg} A_p = 1.1\times 240\times 240 + 210\times 625 = 194.61\ \text{kN}$$

式中 f_g，f_{pg}——分别为托梁混凝土和钢筋的抗拉强度设计值；

A_s，A_p——分别为托梁的截面积和钢筋的总截面积。

墙梁设计时以托梁下采空为前提，此处基础梁相当于托梁（除地基受水浸湿发生局部湿陷外）。基础梁受到地基反力的作用，地基将与基础和上部结构共同工作。根据有关文献，可取地基作用系数为 0.20，则基础圈梁所受到的轴力为

$$N' = (1-0.20)N_{bt} = 191.00\ \text{kN} < 194.61\ \text{kN}$$

可见，当考虑地基、基础和上部结构的共同工作时，横墙强度满足要求。

2）纵墙强度验算（有洞口承重墙梁）

由于纵墙开间小于横墙，而且圈梁截面大于横墙，所以，只对门洞处的强度进行验算。以 1 m 作为带宽进行荷载计算，仿照上面的计算方法可得：

$$\phi = \frac{1}{1+\dfrac{2.5\times 0.84\times 0.24}{6.0\times 0.24}} = 0.741$$

$$Q_2 = 55.51 + 0.741\times(28.63+22.8+0.81+2.43)$$

$$= 96.02\ \text{kN/m}$$

$$M_2 = 90.02\times 6.0^2/8 = 432.09\ \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$Z = 0.65H_0 = 0.65\times 3 = 1.95\ \text{m}$$

有洞口墙梁的局部弯矩系数 α 为

$$\alpha = \frac{\phi_1 h_b}{Z} + \left(\frac{1.2\times 6.0}{\alpha + 0.1l_0} - 2\right)\frac{h_b}{l_0}$$

$$= \frac{0.4\times 0.24}{1.95} + \left(\frac{1.2\times 6.0}{0.4+0.1\times 6.0} - 2\right)\frac{0.24}{6.0} = 0.258$$

$$M_L = \alpha M_2 = 0.258\times 432.09 = 111.48\ \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\xi = 0.7 + \frac{\alpha}{l_0} = 0.7 + 0.4/0.6 = 0.767$$

$$N_{bt} = \xi\frac{M_2 - M_L}{Z} = 0.767\times\frac{432.09-111.48}{1.95} = 126.11\ \text{kN}$$

有门洞托梁所能承受的轴力为

$$N = 1.1\times 240\times 370 + 210\times 625 = 228.93\ \text{kN} > N_{bt}$$

可见，对于纵墙不需考虑共同工作，就可满足强度要求。另外，经验算，墙体及基础梁的斜截面和墩基上部砌体的局部抗压强度均能满足要求，具体计算从略。

4. 托换加固施工

按照《地基处理技术规范》中的要求，结合该楼具体情况，地基托换加固步骤如下：

（1）在贴近被托换的基础前面，开挖一个 1.2 m×1.0 m 的导坑，挖到原有的基础底面下 1.5 m 处，即挖深至地面下 2.5 m 处。

（2）将毛石基础拆除，再将竖井导坑朝横向扩展到托换的基础下面，并继续在基础下面开挖到地面下 8.5 m 处，以砂岩层作为持力层。

（3）采用 3∶7 灰土回填基础下的挖坑体积，回填至基础上 1.5 m，用毛石砌至基础底面下 50 cm 处，浇筑混凝土至基础底面 80 mm 处，待养护 1 d 后，再将 1∶1 水泥砂浆塞进 80 mm 的空隙内，用铁锤锤击短木，使砂浆得到充分捣实，成为密实填充层。

（4）在对横墙的独立柱基进行托换时，由于基础面积为 2 m×2 m，因此，在施工时必须分多次进行，每次托换面积不得超过基础面积的 20%。

按照上面的设计和施工要求，1995 年 7 月该楼的地基托换加固施工完成。经一年多的变形观测和两个雨季的考验证明沉降不再发展。

2.1.5 某大厦基坑支护事故分析及处理

1. 工程概况

某大厦设计楼高30层，占面积约6 000 m^2，地下室3层，由于地形较复杂，现有地面标高不一，基坑深度由8～14 m不等，东边距基坑约4 m已建有两幢8层住宅楼，基础均采用天然浅基，其余三边均无建筑物。

2. 工程地质条件

根据场地勘察结果，场地自上而下分布有以下地层：

(1) 人工填土，主要为砂岩风化土组成，含有少量建筑生活垃圾，厚度介于0.30～4.30m不等，主要分布在场地的东边及北东侧，未完成自重固结。

(2) 含砂黏性土，由混合变质砂岩风化坡积而成，成分不均，含大于10 cm的风化碎块约30%。

(3) 残积黏性土，由混合变质砂岩风化而成，成分较均匀，可分为可塑、硬塑两个亚层。

(4) 基岩，地层单位属震旦系云开群中亚群(z^d_{yk})，岩性为混合变质砂岩，由于场地处于山坡，且在附近发生构造运动，基岩风化强烈、不均，且岩面变化较大，较破碎，地下水也较丰富，尤其是强—中风化层，为承压水。

3. 基坑的支护设计

根据场地工程地质条件及周边建筑物分布的情况，本基坑若采用放坡则超出红线用地以外，为经济合理，对基坑度较大的东边(12～14 m)，采用人工挖孔桩，加锚索进行支护；对其余三面，则采用土钉墙进行支护。

4. 基坑北侧土钉墙失稳前兆

基坑北侧开挖到－8.0 m深处，尽管因出土原因影响而处于停挖状态，但其表现有以下异常现象：

(1) 位于基坑北侧10号观测点在一个月以内连续发生位移。

(2) 在失稳前10 d发现距基坑边约5 m坡顶面有一平行于基坑的裂缝，且缝宽一直发展至失稳前一天，缝宽达约2 cm。

(3) 在失稳的前3 d，位于失稳处的降水井时浊时清。

(4) 失稳时，坡面出现呈树枝状裂缝，并持续发展，几分钟后出现大面积滑坍。

5. 事故原因的分析

(1) 未按设计施工。因基坑北侧人工填土及坡积土中含约30%的风化碎块，洛阳铲成孔困难，施工单位存在侥幸心理，未经有关设计单位同意将局部土钉长度改短。

(2) 未按施工组织设计施工。施工期间适逢降雨季节，在此期间，经历了3次台风及4次大降雨的袭击，但施工队未及时支护及抽水，坡面土质长期暴露及浸水(最长20 d)，导致土质较软化，局部出现掉块。

(3) 设计考虑不周。人工填土、坡积土匀属经过搬运的、次生的土，其力学性质一般没有残积土好，但据了解，其c，φ值均按残积土选取；另外，人工填土，坡积土因成分不均，含有碎块，其透水性和含水性较好，受地下水影响，可能形成自然滑移面，设计时也未综合考虑。

6. 事故处理

基坑出现滑移当天，为了减小经济损失，并确保周边建筑物和其他边坡的稳定，及时组织挖土机进行回填，并基本使其保持了稳定。

经过对原设计、施工、失稳等原因的分析，结合失稳后场地的状况，本着安全、经济、快捷的原则，对失稳边坡采用了以下加固措施：

(1) 对已发生滑移的边坡段，采用放坡法加土钉墙进行处理。沿着滑移的自然坡面进行放坡，把已发生滑移的松土清干净，直至原状土，土钉 $L = 8$ m，间距为 1.5 m。

(2) 对未发生滑移，但受其影响产生裂缝的边坡段，在原有土钉墙面上加预应力锚索。锚索长为 25 m，设计值为 350 kN，锁定荷载为 200 kN。

(3) 施工时重视开挖与支护相结合。开挖后及时进行支护，锚索要锁定之后才允许下一层开挖。

7. 事故总结

该工程失败的原因是多种的，无论设计及施工都存在不同程度的缺陷，其结果也给我们留下了深刻的教训和启迪。

(1) 事故的主要因素是施工者存在侥幸心理，偷工减料，对施工中遇到的异常情况处理不当，未经设计单位允许，私自将土钉长度改短，其造成的损失是巨大的。

(2) 岩土工程是一门新兴的学科，地下的岩土层也是“看不见，摸不着”的，钻探的结果是很难全面、准确地反映其真正的状况，作为设计者，应根据开挖出的岩土实际情况及时调整设计方案。

(3) 严格按施工组织设计施工，减少施工中出现的不利因素。

(4) 实行信息化施工，对检测、监测资料应作细致、认真的分析，若出现险情，应及时采取应急措施，以确保人、财、物的安全。

2.1.6 江苏铜山县某泵站基坑工程事故分析

1. 工程概况

该泵站位于江苏铜山县某乡，是南水北调东线控制工程之一。该场地内土层分为 5 层，由第四系全新统、上更新统地层组成，各土层分布如下：黄褐色粉质壤土，局部为砂壤土，厚 2.9 m；黄色、灰色粉砂，分散、饱和，厚 1.7 m；灰色壤土，可塑—软塑，夹粉砂，厚 1.5 m；黑灰色重壤土，黏土，可塑，含小豆状 Fe，Mn 结核，厚 1.2 m；粉质黏土层，黄夹灰白色，可塑—硬塑，上部钙质结核富集，含量 90%～95%，结核直径一般 10～50 mm，大者可达 150 mm，该段富水性好，基坑涌水量 120～200 m^3/h，下部含钙质结核较少，土体致密多呈棱块状、片状、具滑面，滑面多见于灰白与黄色边缘边，颗粒分析其黏粒含量 28%～31%，粉粒含量 45%～51%，极细砂含量 18%～23%，各阶段的土性指标见表 2-2；该层厚 10.3 m，下伏为震旦系薄—中厚层状石灰岩。

2. 基坑开挖

泵站基坑开挖深度 11.2 m，边坡 1∶3，由于场地条件允许基坑采用一阶开挖。由于泵站出水槽基础设计采用振冲碎石桩，过大地开挖边坡不但使挖填土方量增加，而且站房后形成较大填土区将增加出水槽地基处理的难度。为了最大限度减少挖填工作量和缩小填土区，鉴于以往的成功经验，南侧边坡开挖相对较陡；开挖方式采用机械与人工交替，明

沟排水，当开挖至第⑤层时，该层普遍向外涌水，同时，局部钙质结核层涌塌；有 3～4 处集中出水点涌水量为 20～30 m^3/h。开挖深度接近 10 m 时，边坡土体开始出现裂缝，随后南侧边坡发生大规模塌方，并不断扩展；继而北边坡也发生塌坡。施工单位认为边坡过陡、明排水效果不好，采取削坡、清底、打草包坝、加木桩挡土、加深排水沟等措施，后来又投生石灰，但都无济于事，边坡土体开裂滑塌继续扩展，塌方土不断涌入基坑，同时，地基土体出现明显的隆胀和严重扰动，施工已无法继续进行。

表 2-2　　各阶段地基土的物理力学指标

阶段＼指标	w /%	γ /(kN/m³)	e	w_l /%	w_p /%	I_p /%	c /kPa	φ /(°)	k /(cm/s)	$N_{63.5}$ 击
勘　探	26.3	20	0.72	42.0	24.4	27.8	57～78	20～21	1.5×10^{-9}	18
基坑开挖立即取样	27.5	19	0.75	—	—	—	—	—	—	—
	38.9	18	1.09	—	—	—	—	—	—	—
基坑开挖浸水取样	39.0	18	1.06	—	—	—	7～26	10～14	—	—

3. 事故分析

(1) 岩土工程勘察报告存在失误

该场地第⑤层为粉质黏土，具有不均匀的膨胀性，属弱—中等膨胀土，膨胀力较小但膨胀速度很快。但勘察报告没有反映出第⑤层土的胀缩性。使基坑施工和基坑设计都没有对第⑤层土采取相应的措施，导致基坑开挖出现大规模塌方事故，以及基坑设计在参数取值、构造处理等方面的失误。

膨胀土是一种颗粒高分散，对含水量变化极为敏感的高塑性黏土，密度比较大，压缩性低，渗透性差，其地质年代多为上更新期以前地层。它的岩土工程特征包括三个方面：一是其地质特征；二是其矿物成分特征；三是岩土工程环境或者是水和湿热的变化。

黏土矿物成分是决定膨胀土工程性质的物质基础。差热分析曲线表现为几种矿物热效应的综合反映，成分以伊利石为主，含高岭石、水针铁矿及少量蒙脱石。

土体中含钙质及铁锰质结核是膨胀土的外观地质特征之一，二者可单独富集也可共生，铁锰结核呈豆状、粒状，粒径一般为 5 mm 左右，钙质结核主要分为方解石并有黏土及砂粒胶结，体形较大者多为浑圆状，剖开后可见较大的溶隙并有方解石晶体的表面生成。

从外观结构来看，土体结构多呈块状、片状，黄灰白色斑状相间，土体中砂矿物含量为 3.24%～19.9%，以褐铁矿、石英、长石为主。经测试证明黄色土块含砂质较多，灰白色土块含砂质较少，膨胀性与砂质含量成反比。

事故发生后，对第⑤层土重新进行室内土工试验，其各项胀缩性指标见表 2-3。

表 2-3　　胀缩性指标

项目层号	膨胀性					收缩性				
	自由膨胀率/%	原土膨胀率/%	膨胀力/kPa	浸水膨胀率/%	膨胀潜势 S_1	提缩	收缩系数	收缩指数	缩限	膨胀潜势 S_2
⑤	55.0～73.0	0.32～3.78	4～29	−2.00～−6.08	2.38	21.0～23.7	0.36～0.48	27.8～31.2	10.1～14.9	3.5

注：S_1 为塑性指数法；S_2 为缩性指数法。

其中，膨胀力的大小取决于土体结构、黏土矿物成及相应的含水量，试验结果实测膨胀力为4～29 kPa，平均16 kPa；对于工程设计膨胀力是一项有实际工程意义的指标。从膨胀速度曲线可以看出土体浸水后膨胀较快，30～50 min即可完成膨胀量的85%左右；2～3 h后完成膨胀全过程。膨胀速度快，对基坑开挖边坡稳定极为不利，同时要求地基处理要迅速，否则对土体强度降低有很大影响。

（2）降水、排水措施不力

第④层黑灰色重壤土经曝晒干裂，产生许多东西向近于垂直的裂缝，把土体分裂成约1.0 m宽的楔形体，上部粉砂层潜水沿裂缝流入基坑，致使裂隙面土质软化，边坡土体已处于极限平衡状态。同时，下部土体因遇水而膨胀崩解，促使极限平衡破坏，导致边坡滑塌。

显化崩解性是膨胀土的一个显著特性。膨胀土体浸水后，水进入孔隙引起粒间公共水化膜增厚，导致土颗粒间连结减弱或消失，以至土体产生崩解。实质上崩解是土体膨胀的一种特殊形式或者是进一步的发展。试样浸水后表层立即产生裂缝迅速崩落，8 min后土样呈块状裂开，裂面多沿灰白色与黄色边缘产生。48 h后崩解稳定，土样崩解为粒径2.5 cm左右或更小的土块及粉末。

膨胀土遇水膨胀后结构改变，土体强度必然降低。从基坑开挖期间的土样测试结果看，含水量大者已达38.9%，已接近液限，显然土体已经完全膨胀。土的压缩性增大，压缩系数由原来0.26/MPa增加到(0.36～0.48)/MPa，有的已达到完全膨胀后的压缩系数值；室内完成膨胀后的压缩系数为(0.53～0.56)/MPa，比原状土增加1.5～2.2倍。原内凝聚力为55～78 kPa，试验室浸水膨胀后凝聚力仅7.0～26.0 kPa(约为原来的1/3～1/4)；内摩擦角也由原来的20°～21°降低到14°(降低5°～7°)，比贯入阻力降低2/3。

4. 事故处理

（1）设置降水系统。由于基坑基本开挖到底，工程水文地质情况十分清楚，降水系统采用两阶分层封闭降水。一阶采用轻型塑料管井系统，一阶为真空射流轻型井点系统。轻型塑料管井为ϕ25 mm硬质塑料花管、包塑料纱及纱布；采用150型钻机成孔下管，管外滤料为粗砂，抽水泵采用1.0～1.5 in微型潜水电泵，井距8.0 m、井深11.5 m，主要抽降上部粉砂层水。由于地下水流场已经形成，加之是雨季施工，降水效果不十分理想，砾石层仍有水流出但水量很小，采用盲沟和局部小井点处理；而上部真空射流井点系统抽降粉砂层水比较成功。

（2）固坡、清基降水。这项工作对边坡土体稳定起到很大作用，同时，又采取缓边坡、做好坡面截水等措施。边坡下部结核层及膨胀土部分采用块石挡墙，墙前设反滤层导水入井。清基采用边清边换砂的办法，换砂可以起到压重和滤层作用，又可以减少膨胀对基础的影响。换砂的厚度视清除厚度而定，一般要求不小于20 cm，以完全消除扰动部分和控制基础高程为准。

5. 地基处理与基础修改

地基处理是根据地基土膨胀力不大和膨胀速度快的特点，采取了隔水、随清随封的方法对地基进行处理。首先将原扰动后的土全部清除并超挖20 cm，随即用水泥砂浆封闭，水泥砂浆厚20 cm；站房基础部位因无防渗要求采用回填黄砂的方法，换砂厚度0.8～2 m不等，以控制基础高程为准。封填或振实完毕后随即进行基础浇筑，实践证明效果很好。

地基设计参数取值。关于地基参数的取值，采用原状土的参数不符合实际而且明显

偏高，采用完全膨胀后的参数同样不符合实际而且明显偏低。除膨胀性因素外深基坑开挖土体也有一定的回弹，所以基底下土的强度介于以上两者之间。充分考虑以上因素，地基土参数设为 $c = 27$ kPa，$\varphi = 20°$。

地基设计与计算的原则是以荷载大于膨胀力为尺度，即 P(荷) $> P_e$(胀)；膨胀变形量 $s_e \leqslant 0$。泵站地基按砂垫层计算，同时加密底层的钢筋；站身改为现浇钢筋混凝土，并增加封顶钢筋，下游翼墙原设计为扶壁式钢筋混凝土挡土墙，后改为重力式浆砌块石挡土墙，同时加宽板尺寸以增加抗滑和抗倾稳定性，减小地基反力，增加地基强度储备。

泵站基础完成后，在基础前沿进行了静力触探试验，曲线表明原状土体的比贯入阻力为 4.2 MPa，而基础下比贯入阻力仅 1.1～1.5 MPa，影响深度 2.0 m 左右，尤以 1.0～1.5 m 范围内影响严重。

泵站建成后进行了沉降观测，最大沉降量为 32.1 mm，最小为 25.3 mm，沉降差为 6.8 mm；沉降量和最大容许沉降差均符合规范要求。

2.1.7 长沙某大厦基坑工程事故分析

1. 工程概况

长沙某大厦位于长沙市中心两条主干道交汇的三角带，东、西、南三面紧邻城市干道。该大厦地下 3 层，地上 23 层，建筑面积 39 000 m^2，屋顶标高 88 m。采用钢筋混凝土框剪结构，人工挖孔灌注桩基础，桩径 ϕ900～ϕ2 200 mm，桩长 5～7 m。

2. 工程地质

该场地东低西高，高差 4 m，自然坡度 8%，土层构造自上而下分别为人工杂填土，新近冲积黏土，粉质黏土，残积粉质黏土，强风化泥质砂岩层，中风化泥质砂岩，微风化泥质砂岩。

3. 基坑支护与开挖

该场地自然地面标高为－2.0 m，基坑周长 192 m，深 13.7 m，坑底标高为－15.7 m，原设计采用锚杆桩支护方案，锚杆直径为ϕ32 mm，桩径为 ϕ900 mm，桩距为 2 m，混凝土 C20。后因预算造价较高，故取消锚杆，改用悬臂桩支护方案，但是桩径、桩距都不变。设计要求基坑周边卸土 3.7 m，支护桩长 14 m，悬臂长度 10 m，受力筋 10ϕ25，基坑支护剖面见图 2-12。

基坑开挖至距设计基底标高 2 m(即－13.7 m)时，靠主干道一侧的悬臂桩顶产生水平位移，道路路沿石与地面交界处全线开裂，裂缝不断扩大，2 d 之内，全线 19 根悬臂桩断裂倒塌，在距基底 5 m 处桩纵筋被水平切断，其余未断裂的桩的桩顶水平位移达 500～800 mm。基坑事故破坏了道路旁的地下煤气管道和通信线路。断桩和加固处理后实况见图 2-13。

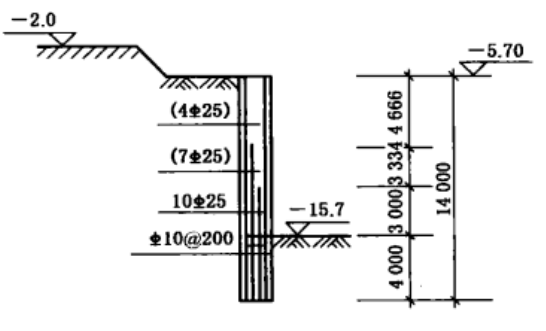


图 2-12 基坑支护剖面图

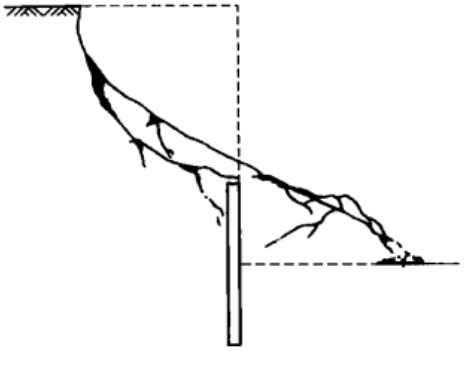


图 2-13 断桩示意图

4. 事故分析

(1) 地质勘察资料不符合实际情况。土方开挖情况表明，工程地质报告所描述的土层构成、厚度和物理力学性能指标与实际相差较大，这样导致土压力计算值严重失真，导致支护桩的可靠性降低。

(2) 修改后的支护桩设计存在着失误。从事故现场情况和后来的事故处理情况可以看出，支护桩悬臂部分(10 m)过长，嵌固深度(4 m)不足，仅为 0.29H(H 为基坑深度)，导致桩顶产生较大的位移。另外，支护桩配筋率过低，造成支护桩截面抗弯能力严重不足。

(3) 施工单位不尊重设计，随意取舍，使得支护桩的破坏成为必然。设计要求桩顶卸土 3.7 m 高，施工时不仅没有卸土，反而在桩顶增设钢筋加工车间，增加了桩的截面荷载。这样，支护桩延长至自然地面－2.0 m 处，桩身悬臂长度由原设计 10 m 增加到 13.7 m，而受力钢筋数量和桩截面均没有增加。

5. 事故处理

(1) 在距原悬臂桩 7.5 m 处(水平距离)，重新增加 2 排支护桩。平面错位布置，桩距 3 m，排距 1 m，桩顶增加了 1 道 200 mm×500 mm 的折线形连续梁，见图 2-14。

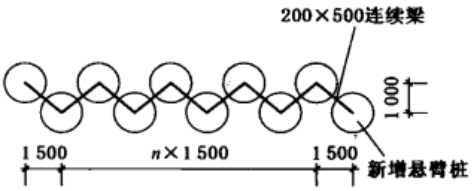


图 2-14 双排桩平面布置图

(2) 西向新增悬臂桩径 ϕ1 200 mm，配筋 20 空 25，混凝土 C20，桩长 16.7 m。此外，东、南、北三向桩悬臂长 10 m，基底以下埋深 6 m，其桩径、配筋均与西向相同。

(3) 清除原悬臂桩倒塌部位的渣土。保留桩的下段，新老两排桩间用编织袋装土回填护坡(图2-15)。

(4) 新加桩顶不增加任何施工荷载，并将此段人行道封闭，在西向未倒塌的悬臂桩顶卸土2 m高。

经过一个雨季的考验，基坑支护结构安然无恙，基础施工顺利完成。

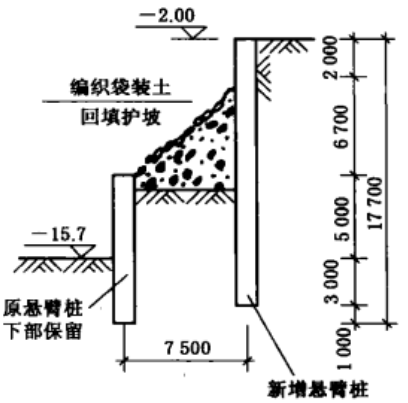


图 2-15 回填护坡示意图

2.1.8 某水底隧道某路槽滑塌事故分析

1. 工程概况

该水底隧道北岸引道工程路槽土体开挖，设计采用地下连续墙支护，全长 268 m，槽宽约 10.5 m，沿隧道轴线分为 10 个大墙段(图 2-16)，共 67 个单元槽段，每单位槽段长 4 m，连续墙厚 0.8 m，详见表 2-4，其中，1—8 段墙设钢筋混凝土支撑、支撑断面为 800 mm×800 mm。

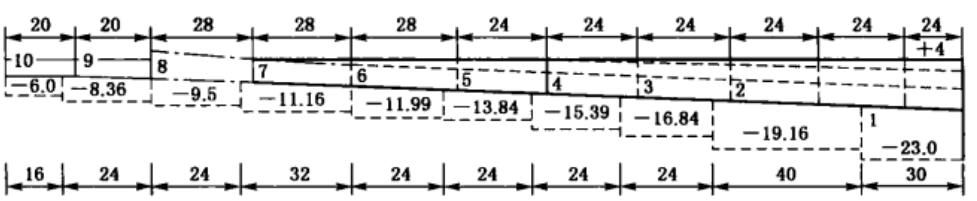


图 2-16 地下连续墙路槽纵向布置(单位：m)

表 2-4 地下连续墙设计一览表

槽段编号	墙段/m			路槽以上墙高 h/m	墙体插入深度 d/m	d/h	单元槽段支撑数量/cm	施工时最不利工况墙高 h_1/m	施工时最不利工况墙插入深度 d_1/m	d_1/h_1
	长	宽	高							
1	36	0.8	27.00	12.64～13.97	14.36～13.03	1.14～0.93	2—80×80	14.807～16.247	12.138～10.853	0.82～0.67
2	40	0.8	23.59	11.16～12.64	12.43～10.95	1.13～0.87	2—80×80	13.337～14.817	10.253～8.773	0.77～0.59
3	24	0.8	20.69	10.27～11.16	10.42～9.53	1.01～0.85	2—80×80	2.447～13.337	8.243～7.353	0.66～0.55
4	24	0.8	19.19	9.38～10.27	9.81～8.92	1.05～0.87	2—80×80	11.557～12.447	7.633～6.743	0.66～0.54
5	24	0.8	15.69	8.49～9.38	9.10～8.21	1.07～0.88	2—80×80	10.667～11.557	6.923～6.033	0.65～0.52
6	24	0.8	15.69	7.61～8.49	8.08～7.20	1.06～0.85	2—80×80	9.787～10.667	5.903～5.023	0.60～0.47
7	32	0.8	14.70	6.57～7.61	8.13～7.09	1.24～0.93	2—80×80	8.747～9.787	5.953～4.913	0.68～0.50
8	24	0.8	13.1～15.5	7.91～6.57	7.59～6.53	0.96～0.99	2—80×80	7.687～8.747	5.413～4.333	0.70～0.50
9	24	0.8	11.90	4.49～5.45	7.41～6.45	1.65～1.18	—	6.667～7.627	5.233～4.273	0.79～0.56
10	16	0.8	10.39	3.85～4.49	6.54～5.90	1.70～1.31	—	6.027～6.667	4.363～3.723	0.72～0.56

2. 工程地质

该场地属江海口附近海水冲积平原，地下 20 m 以上为饱和、流塑状灰色淤泥，c = 12 kPa，φ = 15.4°；－20～－30 m 为饱和流塑状灰色淤泥质粉质黏土、淤泥质黏土偶含碎石，c = 19 kPa，φ = 11.5°；第⑧层为粉细砂与粉质黏土互层，中细砂层。

地下墙灌塌事故发生后重新对工程地质进行勘探，各土层物理力学特性指标见表 2-5。

表 2-5 基坑土体物理力学特性

层次	土层名称	厚度/m	w/%	γ/(kN/m³)	e	φ/(°)	c/kPa	k/(cm/s)
①	杂填土	1.10～3.40	—	—	—	—	—	—
②	淤泥质粉质黏土	1.90～3.4	41.4	18.3	1.106	2.3	3.5	—
③	粉质黏土	1～2.3	29.1	19.3	0.826	6.8	19.0	—
④	淤泥质黏土	1.7～2.9	41.6	18.8	0.938	2.3	11.0	—
⑤	粉质黏土	0.3～2	36.9	18.5	1.013	—	—	2.41×10^{-6}
⑥	淤泥质粉质黏土	5.2～8.8	40.4	18.1	1.116	10.2	12.0	2.64×10^{-7}
⑦	淤泥质黏土	11～13.5	47.9	17.5	1.324	6.8	13.0	7.16×10^{-8}

重新勘察后发现，场区中第⑧层为粉细砂与粉质黏土互层，含有承压水，其隔水顶板标高介于－19.84～－32.84 m；⑦层淤泥质黏土为承压含水层顶板，承压水头高度为20.65 m，承压水稳定水位标高为－0.74 m。

重新勘探后勘探单位建议采用 $c = 13$ kPa，$\varphi = 6.5°$。

3. 路槽施工

1987 年 9 月—1988 年 10 月，由某施工队采用钻孔法成槽工艺，完成 97 幅地下连续墙施工，经开挖墙段 5～10 段，连续墙墙面出现大面积露筋、裂缝、孔洞、接缝夹泥等严重工程质量隐患。经鉴定，为施工工艺不当，施工管理不善，并提出补强措施，余下 37 幅由另一施工队采用液压导板抓斗成槽工艺完成，经开挖检验，墙体平直，接缝不漏水，质量较好。

基坑开挖，上部 0～3 m 用机械开挖，下部用人工开挖，第 47 幅以南改用水冲法开挖。路槽的开挖顺序是：开挖—支撑—开挖—支撑的重复过程，土方开挖是从挖深较浅向较深方向进行。每单元槽段设两根临时钢支撑，临时钢支撑设置在路面标高位置，其断面尺寸为 450 mm×450 mm。2～9 段土方开挖工作至 1992 年 1 月 28 日，已开挖至设计路面标高线以上 0.2 m 左右，开挖深度为地面以下 9.5～10.5 m。1 月 29 日凌晨，西侧 3～11 区段第 37～第 48 幅，共 12 幅长达 48 m 地下连续发生整体滑移，墙体顶部向外，基坑内土体隆起，最大隆起高度约为 3 m，墙体倾斜达 14.4°以上，墙体下沉为 2.5 m，部分临时支撑端头挤压撕裂，有的端头挤入墙内，下排钢筋混凝土支撑大部分剪断，上排钢筋混凝土支撑大部分拉脱、跌落。东侧地下连续墙受损，部分主筋拉落。基坑外滑塌区南北长达 60 m，东西宽 12～15 m，原地面下沉，最低处 3.5 m，形成积水，后缘地面产生多条拉裂缝，附近树木明显歪斜，坑内处地层界线错开，形成一个较典型的基坑土体滑移破坏，破坏情况见图2-17所示，事故造成了很大的经济损失。滑塌墙段的变化见表 2-6。

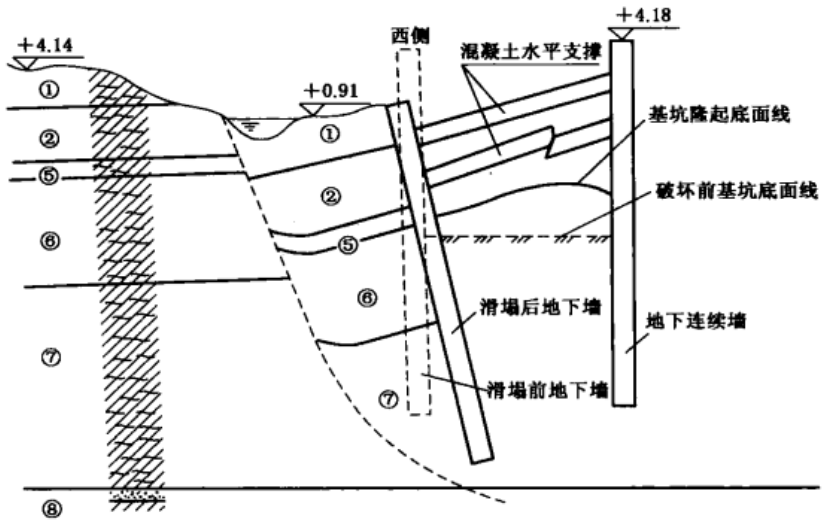


图 2-17　滑塌区横剖面

表 2-6 滑塌墙段变化一览表

槽壁编号	墙体变化	固定支撑变化	临时支撑变化	基坑变化	备注
37	墙体下沉 1.7 m。少量踢脚，钢筋网片拉脱，临撑底网片踢出	稍西倾	稍西倾	无变化	—
38	下沉 1.7 m，少量踢脚，上支撑钢筋网片都拉脱	上支撑动倾，搁于下支撑上，下支撑西倾	西侧，端部卷曲	东侧上升 40 cm，西侧无变化	—
39	下沉 1.8 m，少量踢脚，上支撑处有一水平裂缝	西倾	西倾	东侧上升 1.0 m，西侧无变化	—
40	下沉 1.8 m，少许踢脚，顶部成 45°裂缝，钢筋网片拉脱	西倾，上支撑搁于下支撑上	稍西倾，基坑土与临撑接触	东侧上升 1.1 m，西侧无变化	—
41	下沉约 2.5 m，少许踢脚，钢筋网片拉出	西倾，上支撑搁于下支撑上	稍西倾基坑涌土与临撑相接触	东侧上升 1.2 m，西侧无变化	—
42	下沉 2.0 m，少许踢脚，两侧有液态泥，并不断增加	西倾，上支撑搁于下支撑上	稍西倾，涌土与临撑相接触	东侧上升 1.2 m，西侧无变化	搁三角短支撑一根
43	下沉约 1.8 m，明显踢脚，网片拉出，两侧有液态泥	西倾，破坏，跌落，成折线状	西倾，涌土与临撑相接触	东侧上升 1.1 m，西侧无变化	—
44	下沉 1.5 m，明显踢脚倾斜	西倾，错位 80 cm，钢筋卷曲	尚未撑	搅拌土坍落，东侧上升 1.6 m 沟与 43 幅间成一沟	44，45，46 上撑一根临撑
45	下沉 1.3 m，明显踢脚倾斜	西倾，下撑东颈部破坏，错位 60 cm，钢筋卷曲	西倾，与涌土持平	搅拌土坍落，东侧上升 2.0 m，西侧基本不变	—
46	下沉 1.3 m，明显踢脚倾斜，顶部局部破坏	西倾，下撑颈部破坏，错位 50 cm	一根，西端与涌土持平	东侧上升 1.7 m，西侧无变化	46，47 上撑搁一根临撑
47	下沉 1.1 m，少许踢脚，临撑底破坏，钢筋踢出	西倾	西倾，与涌土持平	东侧上升 1.3 m，西侧变化不大	—
48	下沉约 60 cm，少许踢脚，底部混凝土破坏，钢筋踢出	西倾	东侧端部卷曲，与涌土持平	东侧上升 1.0 m，西侧无变化	46，47，48 下撑搁一根临撑
49	下沉约 10 cm，少量踢脚，底部混凝土破坏。网片踢出	稍西倾，上撑东侧稍拉离	无大变化	基本无变化	—

滑体上部滑动面经现场钻探查明它的倾角约 70°左右，滑动面往下渐变缓，从地上连续墙墙底通过，滑体内外地层界线被错交，地面土体下沉的体积与坑内土体隆起的体积基本相等。

4. 事故分析

(1) 勘探工作有误。1985 年提供的勘探报告：$c = 12\ \text{kPa}$，$\varphi = 15.4°$，而且 1992 年补勘资料时提出采用 $c = 13\ \text{kPa}$，$\varphi = 6.5°$，可见勘探报告所提供的土体强度指标较实际偏大，这使路槽的支护设计实际上不安全。

原勘探时没有摸清古河道及高达到 20.65 m 的承压水压力，基坑开挖时也没有采取任何降水措施。

(2) 连续墙插入路槽底面以下的深度不足，临时钢支撑不可靠。根据工程实例，带撑

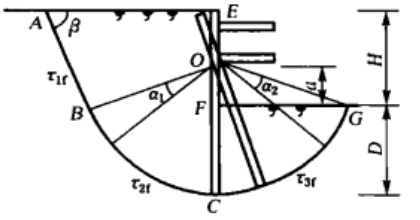


图 2-18　多支撑支挡结构整体稳定破坏模式

支护结构在黏性土中发生整体滑动带有转动倾向，则可假定如图 2-18 所示的多支撑支护结构发生整体滑动时的破坏模式，基坑底面以下的滑动面为圆柱面，坑底以上的滑动面为与圆柱面相切的平面，滑体和支护墙是围绕支护墙上的某一点转动。由于支撑的刚度较支护墙的刚度小得多，可假定发生整体滑动时，支挡墙是刚性转动。以上假设土体沿 $ABCG$ 面滑动，产生的滑动力为 $ABFE$ 土体重量及地表超载 q，在坑底以下由于假定圆弧滑动，则圆弧滑动面以上支护墙两侧土体重量相等，滑动力可认为相互抵消，抵抗滑动的力则为土体 $ABCG$ 的抗剪力以及由支撑和支护墙系统产生的抵抗力。抗滑动能力最小且滑动能力最大时的 β 角值决定了转动中心点 O，同时，也求得了整体稳定的安全性。显然，转动中心 O 点，在支护墙上最为合理。当 O 点向坑内移动时，滑动力减小；当 D 点向坑外侧移动时。墙体至 O 点之间的土体将起抗滑力的作用。

对于黏性土由于 $\varphi \neq 0$，因此，在计算滑动面上抗剪强度时应采用 $\tau_f = \sigma \tan\varphi + c$ 的公式。将滑动面分成三部分，分别为 AB、BC、CG，考虑到 β 角与 $\pi/2$ 值接近，并且当土体发生滑动时，支挡结构主动侧土压力应该介于主动土压力与静止土压力之间，因此 AB 面上 σ 近似取水平侧压力在滑动面的分力，$\sigma = \gamma z \tan^2(45° - \frac{\varphi}{2})$。而滑动面 BC，CG 上的 σ 考虑两部分，即土体自重在滑动面上的法向分力和该处水平侧压力在滑动面上的法向分力，BC、CG 上的水平侧压力近似取为 $\sigma = \gamma z \tan^2(45° - \frac{\varphi}{2})$。这样，可得各滑动面上抗剪强度公式如下：

$$\tau_{1f} = (\gamma x \sin\beta + q)\sin\beta \tan\varphi\zeta_a + c$$

$$\tau_{2f} = (q_f + \gamma R\sin\alpha_1 - \alpha\gamma)\tan\varphi\sin^2\alpha + (q_f + \gamma R\sin\alpha_1 - \alpha\gamma)\sin\alpha_1\cos\alpha_1\tan\varphi\zeta_a + c$$

$$\tau_{3f} = (\gamma R\sin\alpha_2 - \alpha\gamma)\sin^2\alpha_2\tan\varphi - (\gamma R\sin\alpha_2 - \alpha\gamma)\sin\alpha_2\cos\alpha_2\tan\varphi\zeta_a + c$$

其中

$$\zeta_a = \tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right),\ q_f = \gamma H + q,\ R = \frac{D}{1-\cos\beta},\ a = R\sin\beta$$

定义整体稳定安全系数 K_s 为绕 O 点的抗滑力矩 M_r 与绕 O 点的滑动力矩 M_s 的比值

$$K_s = \frac{M_r}{M_s}$$

可求得滑动力矩

$$M_r = \int_0^{\frac{H}{\sin\beta}} R\tau_{1f}\mathrm{d}x + \int_{\frac{\pi}{2}-\beta}^{\frac{\pi}{2}} \tau_{2f}R^2\mathrm{d}\alpha_1 + \int_{\frac{\pi}{2}-\beta}^{\frac{\pi}{2}} \tau_{3f}R^2\mathrm{d}\alpha_2 + M_h$$

$$= A\zeta_a\tan\varphi + B\tan\varphi + cF + M_h$$

式中

$$A = \left(\frac{1}{2} - \frac{\cos^2\beta}{2}\right)(R^2q_f - 2R^2\alpha\gamma) + 2\gamma R^3\left(1 - \frac{\cos^3\beta}{3}\right) + \frac{R\gamma H^2}{2} + RHq$$

$$B = 2\gamma R^3\left(\sin\beta - \frac{\sin^3\beta}{3}\right) + \left(\frac{\beta}{2} + \frac{\sin^2\beta}{4}\right)(R^2q_f - 2R^2\alpha\gamma)$$

$$F = 2R^2\beta + \frac{RH}{\sin\beta}$$

滑动力矩

$$M_s = \frac{1}{2}q_f b^2 + \frac{1}{2}H^2\cot\beta\left(R - \frac{1}{3}H\cot\beta\right) + q\cot\beta H\left(R - \frac{1}{2}\cos\beta H\right)$$

其中

$$b = R\sin\beta$$

式中 γ，c，φ——土体重度(kN/m³)、土体黏聚力(kPa)及土体内摩擦角(°)，可采用加权平均值求得；

H——开挖深度，m；

D——插入深度，m；

q——地面荷载，kPa；

R——滑动圆弧半径，m。

M_h为支挡结构极限抗弯力矩。一是支撑极限轴力对O点的力矩，可不考虑受拉支撑的作用；二是支挡墙极限弯矩，二者取小值。

图 2-19 是按以上方法计算软黏土不同的c，φ值的K_s-β曲线，从图中可以看到K_s最小值的β角一般为 65°～80°，β角确定后也就确定了转动中心点O的位置，当支撑设置在O点或O点以上时，则可认为支撑对整体稳定不起作用。当支撑设在O点以下时，则应分别取不同的β值计算M_h值和K_s值，直至求得K_s最小值时为止。当$\beta = 90°$时，即转变成为支撑完全可靠，支撑点设在坑底时的常用整体稳定分析方法。

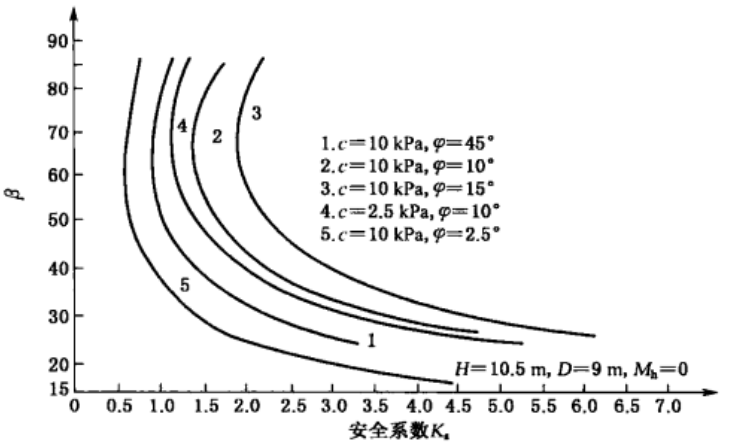


图 2-19 不同c，φ的K_s-β曲线

在此介绍的路槽滑坍工程实例，地面标高为 4.8 m，危险槽幅开挖深度为 12.18 m 计入故河道土体抗剪强度较低的实际情况，经整体稳定分析，可得$K_s = 0.9168$，$\beta = 70°$，计算得到的β角与实际情况一致，可见稳定安全系数偏低。

(3) 施工质量不能完全保证。路槽开挖后，发现连续墙体混凝土局部疏松、露筋，钢筋和混凝土不能共同工作，接缝夹泥，墙体整体性差。

(4) 临时支撑架设不及时，没有按设计要求预加应力架设，支撑架设时墙体已发生很大变形。

(5) 缺少必要施工监测，整个基槽开挖期间没有详细精确的墙体、土体位移观察记录，开挖带有很大的盲目性。

5. 事故处理

为确保新做地下墙的施工质量，对滑塌地段采取以下技术措施：

(1) 在距滑塌地下连续墙外侧处平行方向新做一道地下连续墙，墙脚插入滑塌土体。重新设计后墙脚底标高为－19.66 m。

(2) 西侧墙体滑移后，土体产生多层次的滑动线，为减少土体自重压力，在滑塌地下墙外侧 6.2 m 范围内进行水泥搅拌桩加固，同时对原地面标高＋4.2 m 卸土至＋3.1 m (见图 2-20)。

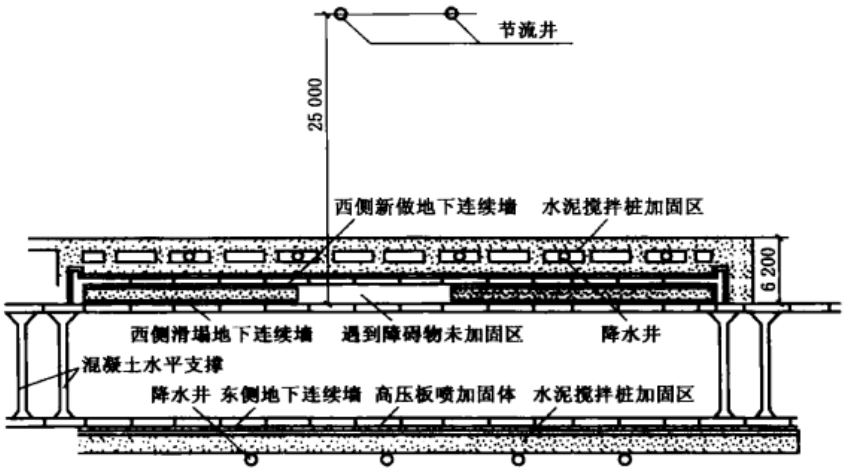


图 2-20 滑塌区加固修复平面图

(3) 滑塌地段地下墙顶部凿平，以钢筋混凝土圈梁连成整体，以防新墙成槽时滑移。

(4) 深井降水，减少承压水压力，并在古河道设两口节流井，以阻断部分水流供给。

(5) 选用钻抓法成槽工艺，槽幅与原地下墙对应，以满足支撑布置的要求，使修复后整体效果不受太大影响。

(6) 选用优质泥浆护壁和快速成槽施工技术。

甬江隧道北岸引道滑塌段采用地下连续墙修复获得成功，采取上述措施后，有效地解决了地下障碍物、承压水及滑塌后土体稳定对成槽的影响，施工顺利，开挖后检验工程质量符合标准。

2.1.9 杭州某综合大楼基坑工程事故分析

1. 工程概况

杭州某综合大楼，位于延安路东侧，基坑平面尺寸为 160 m×75 m，基坑挖深为9.05 m，6.5 m 与 5.2 m 3 种。该场地范围内以低强度高压缩性的淤泥质土为主。

基坑支护采用两种方式，即大直径钢筋混凝土钻孔灌注桩加内支撑联合支护，水泥搅拌桩止水；双排沉管灌注桩支护，水泥搅拌桩止水。基坑开挖以机械为主，人工配合，由南向北逐渐进行。当南边土方开挖到设计标高时，一根支撑连杆断裂，围护桩位移超过设计规定的限值，距基坑 5 m 左右的路面也出现裂缝。

2. 事故分析

根据实际情况进行分析，认为出现险情的主要原因是，勘察资料提供的地基土物理力学性能参数偏大，不符合实际情况，给设计人员造成一定的假象，使得设计计算结果不安全。同时，支护结构设计时，因为追求较低的工程造价，使得支撑体系截面偏小；更为严重的是，设计计算没考虑长细比的影响，安全度严重不足，随着基坑开挖深度的增加，支撑体系所承受的压力增大，造成杆件失稳破坏，从而导致支护桩产生较大的桩顶位移。

3. 事故处理

(1) 对已断裂的系杆，在四周加设钢筋。支模后再浇筑高一等级混凝土，使截面加大，并在大杆件的中部加立柱，减小杆件的长细比。

(2) 对于已开挖的部分地下室，加快进行垫层施工，并分段开挖下翻梁。采用叠合梁的形式先浇捣板底以下部分下翻梁的混凝土。在板底的位置留设水平施工缝，混凝土中掺加早强剂，有效地提高被动区的稳定性。

(3) 对于开挖部分的地下室，考虑其支护结构也有一定的薄弱环节，故同样采用叠合梁的形式进行施工，即先开挖土方至板底，然后分段开挖下翻梁，把板底以下部分梁的混凝土先浇后再开挖另一段，另一半梁与底板混凝土一同浇捣。

施工时加强监测，每天对测斜管反映的支护桩位移进行认真分析，一旦有异常情况，立即停止施工，采取措施。

经过以上处理，在基坑工程以后的施工中，支护体系相对稳定，没有产生异常情况。

2.1.10 某大楼基坑工程事故分析

1. 工程概况

某大楼地面以上 15 层，地下 1 层，基坑开挖深度 4.8 m。工程桩采用 314 根400 mm×400 mm 的混凝土预制桩，桩长 18 m，基坑采用 4 排 ϕ600 mm 的搅拌桩形成围护墙，桩与桩之间的搭接宽度 100 mm，围护墙宽 2.1 m，桩的入土深度 8.0 m。基坑平面位置见图 2-21。

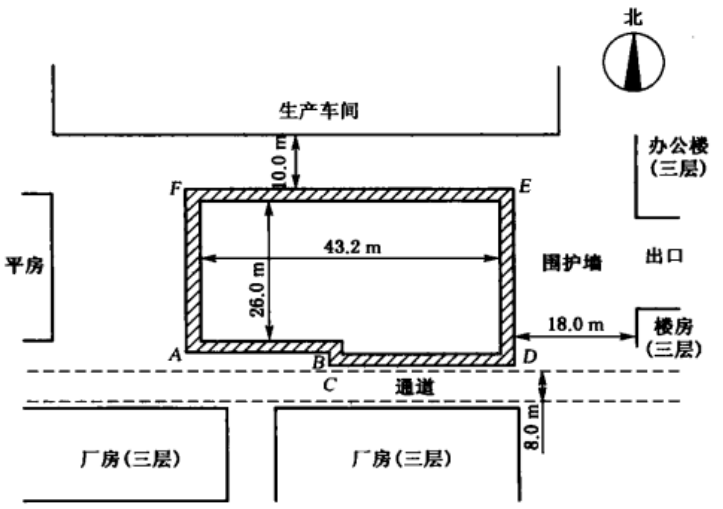


图 2-21 基坑平面位置图

该场地地处长江下游冲积平原，表层系杂填土，其下为厚 8.0 m 左右的淤泥质软黏土层。

2. 基坑开挖

基坑采用机械开挖，开挖顺序拟从 AF 边开始，逐渐退到 DE 边。整个基坑分两层开挖，第一层先挖掉表层杂填土，厚约 2.5 m，第二层挖至基底标高。当第二层挖至如图 2-22 所示粗实线范围时，基坑出现事故，AF 段及 FF' 段和围护墙出现大面积的滑移和倾斜，南面 AB 段支护体也与土体脱离，出现较大的裂缝，其中，AF 边中心处围护墙顶部内移达 1 200 mm，基坑底部附近向内移动也近 900 mm，且墙体严重开裂，基坑内大量涌土，围护墙外出现滑塌下陷区，深度达 50～70 cm。北面 FF' 段墙体滑移严重，墙外土体下陷造成生产厂房部分外墙开裂。

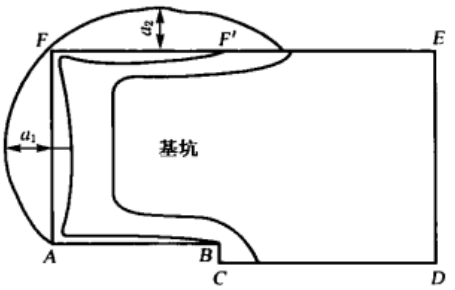


图 2-22　基坑破坏示意图

事故出现后，立即停止挖土。事故不仅大大拖延了施工进度，而且对周围建筑物造成一定的影响，更为严重的是，滑移破坏导致该范围内的工程桩发生了一定的位移，有的位移较大，已经改变了原来的桩位，甚至出现断裂，此后的动测结果表明，承载力平均下降了 10%～20%。

3. 事故分析

(1) 地基勘挖工作考虑不周是事故发生的潜在因素。基坑围护墙体正好处于淤泥质黏土层中，这层土的性状对基坑围护桩的设计影响很大，地勘报告中不仅应该有这层土质的常规试验指标，而且最好能提供这层土的现场十字测试的强度指标，遗憾的是，所给的地勘报告中只有持力层附近土层的强度指标，而恰好没有所需要的这层淤泥质软土层的强度指标，设计时也没有要求补充十字板测定，而是盲目地凭借其他工程经验选定设计指标，致使设计本身带有一定的盲目性，使围护工程先天就潜伏着很大的事故隐患。

(2) 设计中所取指标偏大是事故发生的直接原因。从事故性态分析判断，该基坑围护墙的最大水平位移达 1.2 m，且有较大倾斜，伴随着坑底大量涌土，坑外出现较大范围的下陷，可见其抗倾和抗滑安全度很小，基坑抗隆起基本处于临界状态。设计中凭经验取淤泥质黏土的强度指标分别为：粘聚力 $c = 12$ kPa，内摩擦角 $\varphi = 12°$，按此指标计算，围护墙的抗倾和抗滑安全度分别为 $K = 1.01$ 和 $K = 0.9$，基坑抗隆起安全度符合要求。其实，按着当地的实际情况取内摩擦角 $\varphi = 12°$ 显然偏大了一点，一般不会超过 8°。若取淤泥质黏土层的内摩擦角 $\varphi = 8°$ 来重新验算原围护方案，则抗倾和抗滑安全度分别为 $K = 0.8$ 和 0.9。若设计中围护桩入土深达到 10.0 m，则其抗倾和抗滑安全度才能提高到 1.0 和 0.9。可见，原设计围护桩的入土深度显然过小，这样的设计就使事故的产生带有一定的必然性。

(3) 施工处置不当是事故发生的诱导因素。由于工程桩是 18.0 m 长的预制桩，数量比较大，共有 314 根。打桩过程严重扰动了淤泥质软黏土，这样比较敏感的土层，在其内部积聚了较高的超静孔隙水压力，大大降低了该土层的强度。打桩结束后不到一个月，就开始基坑挖土，这时，土层中的超静孔压还没有来得及全部消散，软土层的强度还没有得到恢复，其强度可能比设计时的取值要小得多，这样看来，事故的发生就是不可避免的了。

4. 事故处理

由于基坑的东西两面比较开阔，北面也有一定范围，因此，在东、西、北三面围护墙体

外部卸荷，以降低护墙的主动土压力，但考虑北面厂房基础的稳定性及施工的可能性，卸载深度不宜过大，不能超过 1.5 m。同时，基坑开挖后，也要留有一定高度的内压土台，以后分段开挖后，再浇混凝土底板。分析验算时，仍取 $c = 12$ kPa，$\varphi = 8°$，通过计算，建议卸载高度取为 1.0 m，卸载范围不少于 5.0 m，基坑内留土台高度为 2 m，范围不小于4.0 m，这种情况下，围护墙的抗倾安全度 $K = 1.45$，可满足要求，抗滑稳定安全度 $K = 0.94$，作为临时构筑物，施工时加强监测，可以满足要求。

已经滑移破坏的范围，由于浇筑底板的净空不够，应予以消除。

通过抗滑稳定验算和桩体截面强度验算后，推算出补强墙体截面的必须提供的剪力是大于等于 180 kN/m。若取搅拌桩体水泥土 30 d 的抗剪强度值为 $\tau_f = 140$ kPa，则需要的补强宽度是不小于 1.3 m，即至少打设两排 9 700 mm 的搅拌桩。补强墙体的加长深度通过初步验算，要到地表以下 11.0 m，即加长 3.0 m，这时的抗倾和抗滑稳定安全系数可分别达到 $K = 1.15$ 和 $K = 1.02$，能够满足要求。验算中依据的土层情况及所取的参数，以及围护墙的断面布置示于图 2-23 中。

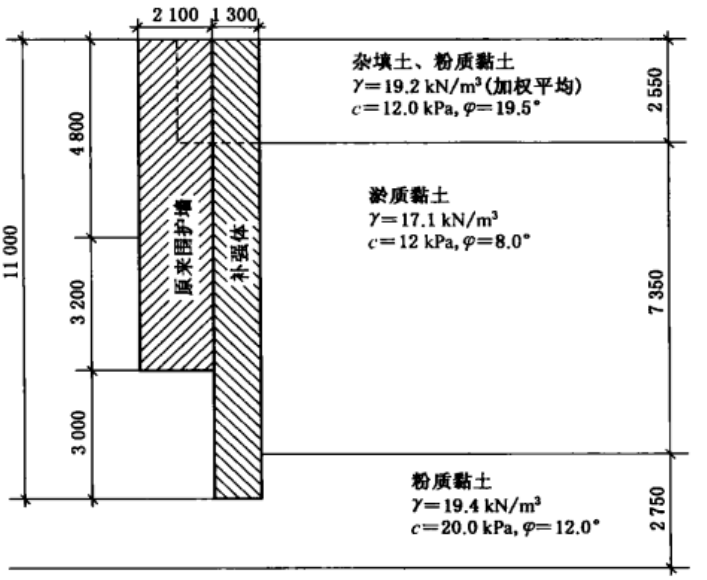


图 2-23 基坑补强墙体剖面图

2.1.11 广州市某大厦基坑工程事故分析

1. 工程概况

某大厦位于广州市环市东路与水荫路交叉口东侧，其东边为空地，南傍环市东路，西临华信大厦，北面 16 m 处有两栋民房，其基坑周长 250 m，深 11.5 m。图 2-24 为总平面图，图中①、②为所布置的两个位移监测点。

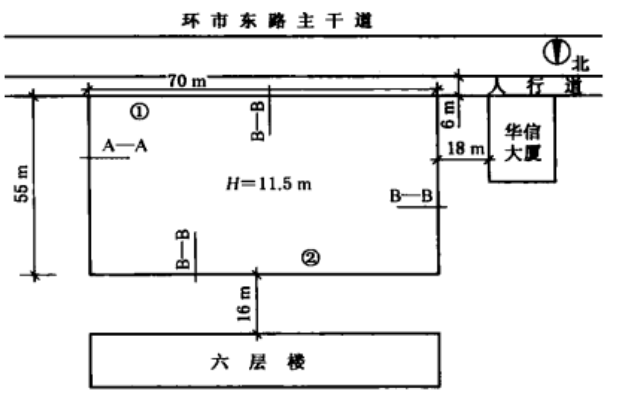


图 2-24 总平面图

该场地自上而下土层分布情况如下：

回填土层，厚 1.5～3.6 m，由粉质黏

土、碎砖石及生活垃圾组成。

冲积层，以粉质黏土、砂层为主，层厚 2.5～5.8 m，其中砂层以石英砂为主，松散—稍密，呈饱和状，粉质黏土为可塑状。

残积层，成分为粉质黏土，可塑—坚硬，层厚 2～7.5 m。

2. 基坑支护与开挖

该基坑支护分两类，A—A 段按 1∶0.9 放坡，土钉较短。B—B 段自边壁中部以下放坡 1∶0.2，土钉密度较大，长度较长，见图 2-25，此方案的稳定性系数 $K_s = 1.6$。

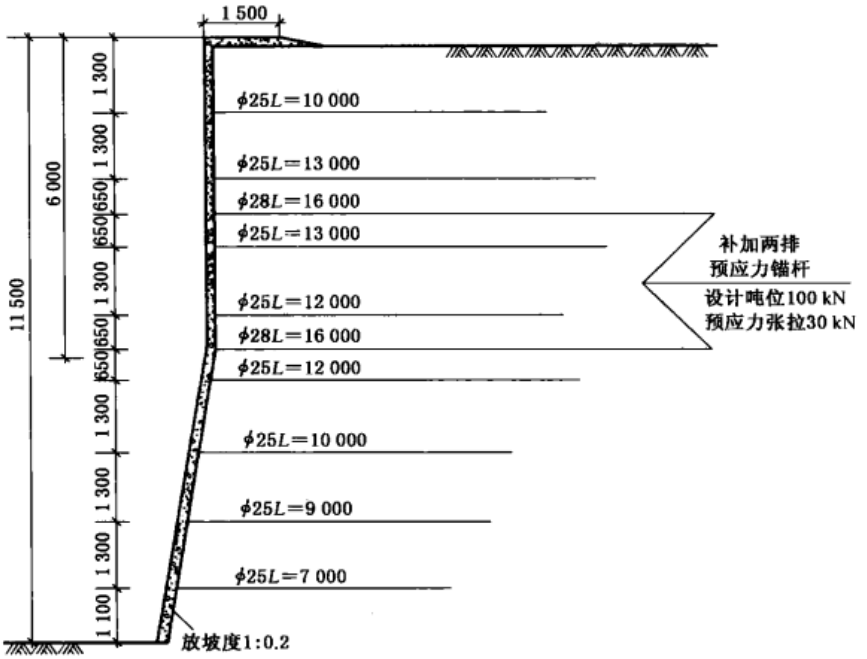


图 2-25　B—B 段支护剖面图

该基坑于 1996 年 6 月开始动工，挖土先东后西，出土口留在西南角，B—B 类支护段每次挖深要求为 1.3 m，长度为 10 m 左右。在开挖靠环市路一侧的 B—B 类支护段时，上部三排土钉施工较为顺利，未发现异常，当开挖至 −5 m 左右时，发现该处土体含有腐殖物，有异味，此情况引起了设计施工单位的重视，准备在该处采取补强加固。但由于施工协调不够，在未采取补强加固措施的情况下又进行了下层开挖，挖深 2.5 m、长 28 m 并且未按图样要求放坡 1∶0.2，而是垂直开挖，这次开挖后监测结果表明，边坡出现较大变形，对此，设计和施工单位采取了措施，在该处补加了两排长 16 m 的预应力锚杆，张拉吨位为 30 kN。从而使变形得到了一定的控制。但同时发现，原来预留的排水孔也开始出水，几天后，水质清，水量均匀，施工单位随即终止在该区段开挖。设计、施工单位初步判断此异常情况为该处地下水管渗漏所致，但由于缺乏资料，加之受环境限制，不能在该处进行明挖探查。1996 年 8 月以后，由于市政单位在环市东路修补路面，致使许多重载车辆改走基坑旁边的人行道。

从 8 月到 10 月初，连续发生了 3 次地下水管道爆裂，水量较大，大水溢出地表，沿路面四处漫流。特别是发生在 10 月 5 日这一次，冒水较以前显著增加，并且边壁排水管水

量大增，水质污浊，靠近坡脚处的基坑壁出现 2 cm 裂缝，但边壁喷射混凝土面层未发现裂缝。监测表明边壁变形速率加快，施工单位建议紧急回填，以维持边壁稳定，但由于各方协调不够，直至事故发生回填土方的计划也未能实现。10 月 6 日凌晨，该区段路面水流成河，临近工房出现几厘米的裂缝，地表面裂缝宽达 10～20 cm，长 40 余米，并在基坑东市角部位冲刷出一个直径 4～6 m 的大坑。至上午 10 点 40 分左右，横穿马路的自来水管道断裂，路面很快下沉，沉陷范围的长×宽×深 = 40 m×17 m×3 m。该事故致使环市东路单边封闭 40 余小时，广州大道交通严重阻塞，造成了较大的社会影响。

3. 事故分析

(1) 基坑勘探有误。周围情况调查不明开挖至东南角靠环市路一段时发现，在深度 5～8 m，长 20 余 m 这一区段，地质情况和勘察报告差异较大，并不是粉质黏土，而是呈饱和状的软土。事后查明，该区段地处一古河道旁边，很早以前曾是一大型化粪池所在地，特别是该处地下水管纵横交错，深浅不一，既有大口径的污水管，又有南北走向的主干线自来水管道，还有走向不一的高压分支自来水管及消防管道，特别是还有一束国家重要通讯电缆。

该基坑支护采用的土钉墙适用于一般岩土边壁(坡)的加固与支护，即使在不良地层中，也已有不少成功的先例。该基坑整体稳定安全系数值为 1.6，按常规是可行的。开挖中，当发现土质异常以后，又增加了两排预应力锚杆，使其安全储备进一步增大，所以，单从设计计算来说，安全系数还是足够的。但是这里存在两个问题：第一，由于对发现的异常土层的厚度、分布均不清楚，因而对所补设的两排预应力锚杆的作用也无十足的把握，这里反映出设计和施工单位对处理软土的经验不足；第二，如果软土层厚不大，应着重考虑其弱面效应；如层厚较大，分布较广，应从不同的破坏模式加以考虑。就原勘察报告给出的地质资料来说，边壁按圆弧破坏模式来分析，一般还是可以的。但若软土较厚且分布较广，则应按软土破坏模式来考虑。

由此可见，尽管工程设计所取破坏模式、分析方法以及安全系数按常规可行，但勘探报告不能反映实际情况，其结果仍有可能使设计者事与愿违。

(2) 周围环境的影响。土钉支护设计与其他支护设计的一个明显区别是充分利用了土体本身固有的力学强度和自稳能力，使不稳定土体成为支护结构的一部分。这就意味着土体本身的物理力学参数的变化会引起支护结构的变化。

相继 3 次地下水管道爆裂，致使边壁位移急剧加快，支护失败，说明事故的根本原因是地下水管道的破坏。因为水不但恶化土体的物理力学参数，使大量土体流失、移位，在支护土体内部造成空洞，加剧变形，同时，也使支护能力部分地或全部地丧失。由于高压水对土体的浸泡、软化、冲刷，并在东南角部位冲刷出一个 4～6 m 直径的大坑，引起整个边壁土体连同支护体在下沉，同时发生整体摆动(最大摆动位移约 3 m)，这就是支护能力部分丧失的结果。这一破坏特征也表明，边壁既不是圆弧破坏模式，也不是典型的软土流鼓破坏，而是水力作用下一种大范围沉陷与泥流复合破坏。

那么，什么原因引起水管断裂呢？除了上面所述的施工方面的原因之外，还有基坑旁边的人行道大量通行载重车辆也是主要因素之一。大量载重车辆的动载，不但引起路面下沉，而且使基坑支护结构的荷载剧增，引起基坑变形。这样一来，基坑一侧的地下水管道在很大动载和周围土体变形的双重影响下，其接口错位，管体破裂，产生渗漏以至大量涌水。水患又进一步软化其周围土体，使之承载能力降低，土体承载能力的降低又促使管

道渗漏加剧，从而形成恶性循环，最后，造成灾难性的后果。

（3）施工措施不当。土钉墙支护的施工有别于常规建筑施工，必须具体问题具体分析，根据地层开挖后反馈的“信息”不失时机地、有针对性地采取措施。因此施工技术的合理性很重要。

该基坑当开挖至 5 m 深左右发现土质异常时，应立即停止开挖，根据具体情况，对原方案进行局部调整。但遗憾的是，在实际施工中，未采取任何措施的情况下继续开挖，大量超挖，并变更坡度，进行垂直开挖，这种做法对软土层以至整个边壁的稳定是相当不利的。后来尽管临时在该处增加两排预应力锚杆，但施工动作迟缓，直至发生超挖现象半个月后该方案还未实施。软土地区的实践和试验表明：基坑开挖支护过程中，每个分部的空间几何尺寸和侧壁无支护裸露时间与基坑变形有明显的相关性，这就是基坑开挖的时空效应问题。

2.1.12 广州某工程详勘不细的教训

有些勘察结果与实际情况不符合的也难免。因地质条件千差万别，探孔数量有限，不可能完全相符。但不可有大的出入，这是关键！有时探孔数量过少，是投资者想将就所致。有时挖孔因故无法钻到预定深度而不采取补救措施，以致造成遗漏。施工中发现异常情况，反应要迅速。这对确保工程成功建造是非常重要的。

1. 事故情况及原因

广州水荫路某综合大楼，在岩土工程详勘中，由于钻探分层不够详细，把填土以下 1 m 多粗砂，其总厚度合计 3 m 左右，统一描述为填土，以下为硬塑、坚硬状态的黏土，粉质黏土互层，约 10 m 便为基层。根据这一不适当的工程地质条件描述，有关单位在勘察报告中，建议采用大口径挖孔桩桩基方案，并为设计所采纳。结果在挖孔桩施工过程中，发现有大量的地下水和砂粒涌出，形成流砂现象，给基础施工造成极大的困难，须采用专门的防治措施，才能继续施工。不但耽误工期，又造成很大的经济损失。

2. 应吸取的教训

该例说明，高层建筑岩土工程勘察，不能光考虑工程力学方面，仅侧重于基岩部分，而忽视第四纪土层方面。从这个例子以及类似工程实例中，我们应吸取以下的经验教训：

（1）必须详细分层描述，应把不同的岩性、岩石的风化程度，土的稠（密）度，其层厚大于 0.5 m，应分层定名描述，小于 0.5 m 的应在分层中加以说明。

（2）拟采用人工挖孔桩的工程勘察，应进行压水试验或渗透试验。

（3）在勘察报告中，提出的地基基础方案，必须认真地研究分析和论证，在考虑建筑物安全稳定的前提下，还应结合施工条件、经济情况等作全面考虑，切勿轻率地作出结论和建议。

（4）从勘察开始到编写报告之前，工程负责人应搜集附近的地质资料分析研究，并搜集了解场地附近已有建筑物的建筑经验，综合分析论证后提出切实可行的基础方案。

2.1.13 某基坑支护事故分析及处理

1. 工程概况

某大厦设计楼高 32 层，拟建场地呈长方形，占地面积为 125 m×108 m，红线用地为

136 m×126 m，地下室为 3 层，地下室深度约 11 m，红线外均为市政路，市政路宽 20 m（包括辅道、绿化带），市政路辅道下均分布有供电电缆、通信电缆、排水、给水管道，埋深约1.0～2.0 m。周边均为 7～32 层建筑物，其中南边市政路的一侧为三栋七层建筑物，基础均采用天然基础，建筑物的南侧约 5 m 为一条小河，深度约 6 m，水深约 3 m（见图 2-26）。

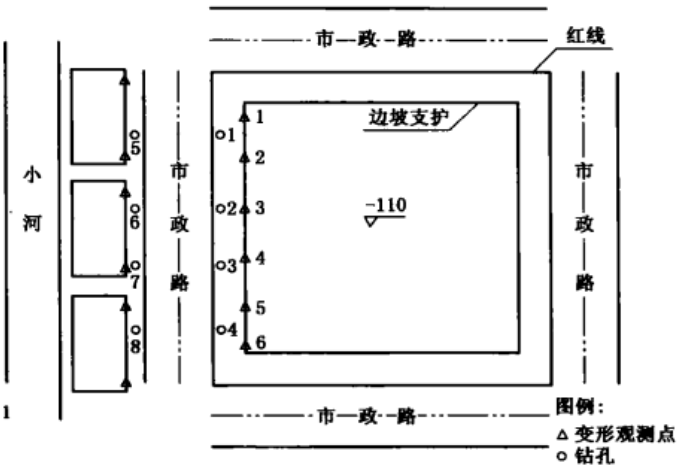


图 2-26 基坑平面布置图

2. 场地工程地质及水文地质条件

根据岩土工程勘察报告，拟建场地地貌属于低山丘陵，场地内揭露的地层按地质成因划分，自上而下分别为第四系填土、第四系坡积层、第四系残积层和燕山期侵入花岗岩；与基坑有关的土层为人工填土：结构松散，厚度约 0.3～4.3 m；坡积含砂粉质黏土：硬塑，含约 10%的砂砾，厚度 2.0～6.0 m，平均约 3.5 m；砾质黏性土，可塑—硬塑，含约 20%～30%的石英砾，厚度 8～16 m，平均为 13 m。各土层物理力学指标见表 2-7。

表 2-7 各岩土层计算参数

岩土名称	重度 γ_d/(kN/m³)	凝聚力 c/kPa	内摩擦角 ϕ/(°)	渗透系数 K
人工填土	17.5	5	8	3×10^{-3}
含粉质黏土	18.6	30	33	3×10^{-5}
砾质黏性土	18.6	26	32	6×10^{-5}

场地内地下水分为上层潜水与下层弱承压水，上层潜水属第四系孔隙型潜水，赋存于坡积含砂粉质黏土及砾质黏土中，主要靠大气降水补给，水量较小，地下水较为贫乏，勘察期间地下水埋深为 1.3～2.5 m。

3. 基坑支护设计

根据水文地质、工程地质条件、周边环境、基坑深度以及有关边界条件，基坑安全等级按二级考虑，在保证基坑安全，施工技术可行，节省造价的前提下，制定最优支护方案。

1）地下水疏排

基坑开挖范围内存在上层潜水，但水量较少，且此范围内的含砂粉质黏性土的渗透系数均较小，故不考虑止水，也不采用大量降水，土方开挖过程中在场地内每 20～25 m 挖集水坑 1 个，随开挖深度的增加，逐渐加深集水坑深度。

2）支护结构

基坑开挖深度约 11.0 m，红线内有一定距离，故采取有限放坡结合土钉墙支护，水平放坡 4.0 m，坡角约 70°，自上而下共设 7 排土钉，长度为 9～12 m，间距为 1.5 m×1.5 m，采用 1ϕ25 钢筋作拉筋，坡面喷射混凝土 C20，厚 100 mm，双向钢筋网由 6@200×200，按间距 2.5 m×2.5 m 设置泄水孔，坡顶、底设排水沟，支护结构详见支护剖面图（图 2-27）。

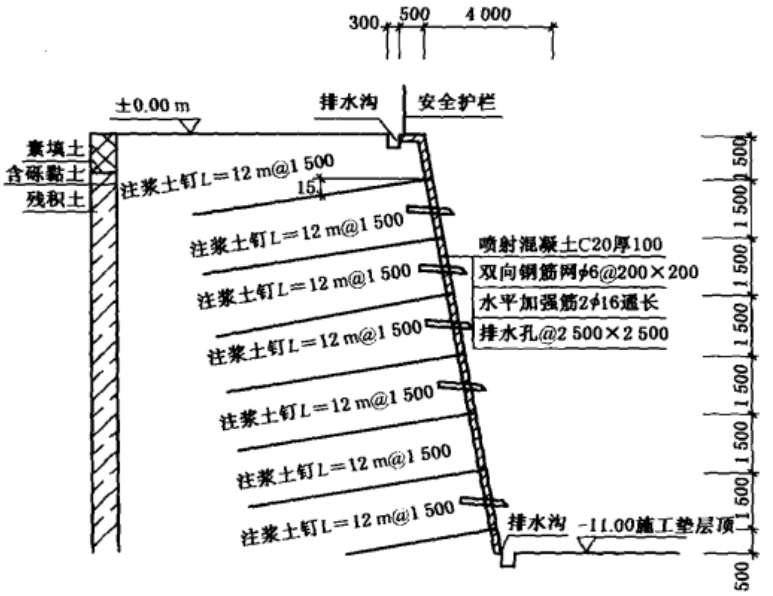


图 2-27　土钉支护剖面图

按图 2-27 剖面，考虑施工期间不同开挖深度和完工后不同高度等多种工况，采用简化圆弧滑裂面条分方法进行分析，其计算简图如图 2-28 所示。

其验算公式为

$$F_s=\frac{\sum[(W_i+Q_i)\cos\alpha_i\cdot\tan\varphi_j+(R_k/S_{hk})\sin\beta_k\cdot\tan\varphi_j+C_j(\Delta/\cos\alpha_i)+(R_k/S_{hk})\cos\beta_k]}{\sum[(W_i+Q_i)\sin\alpha_i]}$$

式中　W_i——作用于土条 i 的自重；

C_j——土条 i 圆弧破坏面所处第 j 层土的粘聚力；

Q_i——作用于土条 i 的地面、地下荷载；

R_k——破坏面上第 k 排土钉的最大抗力；

α_i——土条 i 圆弧破坏面切线与水平面的夹角；

β_k——第 k 排土钉轴线与该处破坏面切线之间的夹角；

Δ——土条 i 的宽度；

φ_j——土条圆弧破坏面所处第 j 层土的内摩擦角；

S_{hk}——第 k 排土钉的水平间距。

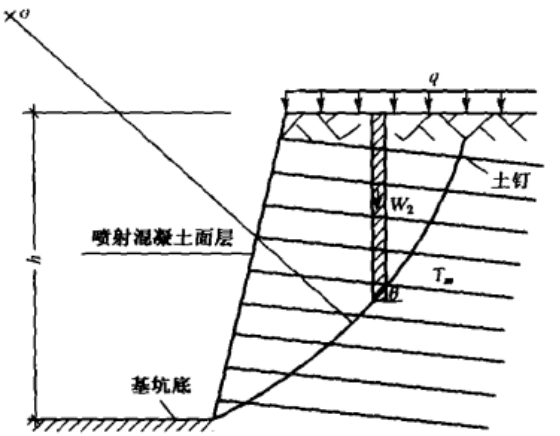


图 2-28　计算简图

计算后得　　$F_s=1.6>[F_s]$

因此，该基坑支护设计是合理的、安全的。

4. 基坑的施工

基坑开挖采用分层开挖，挖一层土钉施工一层，并挂网喷混凝土。第一层，开挖深度

为 2.0 m，采用洛阳铲成孔，孔径 80～100 mm，施工过程中，发现南侧水量较大，很难成孔，施工员向设计人员反映，并经现场观察讨论，一致认为是在填土中，属正常现象，钢筋土钉改为 $\phi 48\delta 3.5$ 的钢管，采用重锤击打。第一层施工完毕 24 h 后，开挖第二层，开挖深度为 1.5 m，即挖至 3.5 m，其他三面均已开挖出露含黏土粗砂，也较为正常，但南侧仍然是“填土”，主要成分为含土粗砂，水量较大，个别地段出现涌水和流砂现象，无法一次挖至 3.5 m，为此，现场决定先挖1.0 m，并对出现流砂及塌方位置采用堆置砂袋，加快钢管土钉及喷锚进度，勉强挖至 3.5 m。第三层按原设计，可挖 1.5 m，但吸取上一层的教训，先挖 1:0 m，开挖至 4.5 m，发现情况更为严重，水量较上层更大，出现流砂的地段更多，施工单位每 10 m 挖 1 个集水坑进行抽水，并用砂袋进行堆压，但水还是顺着砂袋的缝流，并带出大量的泥砂，两天过后，水量没有减弱，土钉、挂网以及喷混凝土均无法施工。

5. 险情分析

经过现场踏勘，发现原地质报告中的 2.0～4.3 m 的“填土”，可能不是填土，而是冲积层的含黏土粗砂，为查明原因，建议在基坑边补钻钻孔 4 个，后在沿市政路对面建筑边再布 4 个孔，并要求加密对基坑与周边建筑物的变形监测。

1）钻探结果分析

经过钻探发现，原报告中 2.0～4.3 m 处不属填土，应为冲积层的含黏土粗砂，基坑南侧的地质剖面见图 2-29 所示。



图 2-29 地质剖面图

在原勘察时，由于布孔较疏（30 m×30 m），且在南侧的钻孔有此层出露，钻探时由于采取率较低，因此，现场技术人员误认为厚度较小，把此层当作耕植土，把它归入填土层，从原来钻探的岩芯照中也可看出这一点，填土的底部约有“0.5 m”的灰黑色“耕植土”，这是严重的错误，误导了基坑支护的设计。另外，周边的小沟也应引起勘察人员的注意，该沟已存在几百年历史，结合钻探结果，场地的地貌实际应为河流冲积阶地。

2）监测结果分析

基坑南侧边坡顶共布置变形观测点 6 个，市政路一侧建筑物每一栋布 2 个点共 6 个点，每挖一层观测一次，开挖第三层开始每两天观测一次，观测结果见表 2-8。

表 2-8 水平位移观测结果 mm

日期	2004-9-13						2004-9-19						2004-9-28						2004-9-30						2004-10-2					
位移	J_1	J_2	J_3	J_4	J_5	J_6	J_1	J_2	J_3	J_4	J_5	J_6	J_1	J_2	J_3	J_4	J_5	J_6	J_1	J_2	J_3	J_4	J_5	J_6	J_1	J_2	J_3	J_4	J_5	J_6
本次位移	1	1.5	2	2	1.8	1.3	4	5	4.5	5	4	3.5	8	9	8	9	9	9	10	11	12	12	10	11	11	10	12	12	12	10
累积位移	1	1.5	2	2	1.8	1.3	5	5.5	6.5	7	5.8	4.8	13	14.5	14.5	16	14.8	13.8	23	25.5	26.5	28	24.8	24.8	34	35.5	38.5	40.0	36.8	34.8

从表 2-8 可见，坡顶位移最小为 34 mm，最大为 40.0 mm，均大于设计要求不大于 28 mm的要求，且变形还在发展，尚未稳定。另外，垂直沉降观测点 J4 的沉降为 61 mm，建筑物上沉降最大的点沉降量为 23 mm，均已超过设计允许范围。

3）周边建筑物的观察

（1）在基坑边约 5 m 处，有一条平行于基坑边的裂缝，至加固时，裂缝宽度约有 2.5 cm。

（2）市政路局部有塌方。

（3）砂袋间隙水量不减，且较为混浊。

（4）已喷好坡面较湿，且局部出现裂缝，呈树枝状，并有继续发展趋势。

根据以上结果分析，边坡处于河流冲积阶地，含黏土粗砂层水量丰富，且与小河有水力联系，基坑开挖时出现涌水及流砂，导致砂土流失，边坡不稳定，周边市政路及建筑物出现较大沉降，必须及时处理。

6. 抢险措施

根据以上分析，基坑险情主要是由水引起，所以，首先必须考虑止水，然后再保证其稳定性。

1）止水措施

止水措施一般采用静压注浆，深层搅拌桩，高压旋喷措施，但静压注浆孔大小不一，浆量不好控制，效果不明显，易形成渗漏通道；搅拌桩有利于提高土体强度，污染小，搭接后止水效果较好，造价也较低，由于已施工了土钉，难以保证搭接，因此，也不宜选用；若采用高压旋喷桩，则止水效果较好，但工期可能较长，且成本也较高，故选用高压旋喷中的定向旋喷，形成止水墙，以节约成本和缩短工期。

2）加固措施

由于原设计中 3～7 m 处是按含砂黏性土进行计算的，若按含黏土粗砂计算，且考虑地下水的侧压力，计算结果 $K_s = 0.96 \sim 1.03$，另外，由于砂土的流失，坡面局部已被淘空，市政路出现塌方，故应进行加固。

（1）在坑外加微型桩一排，桩距为 1.5 m，内置 20 号工字钢，桩径为 300 mm，桩长为 10 m，桩顶设一道 3 000 mm×3 000 mm 的锁口梁，梁混凝土用 C20，工字钢入锁口梁 300 mm。

（2）在 4.0 m 处加设 3×7φ5 钢绞线锚索一道，水平间距为 1.5 m，锚索长 20 m，自由段 6 m，倾角 20°，设计拉力 250 kN，锁定拉力 200 kN，端部设置 250 m×250 m 钢板一块，加固支护详见图 2-30。

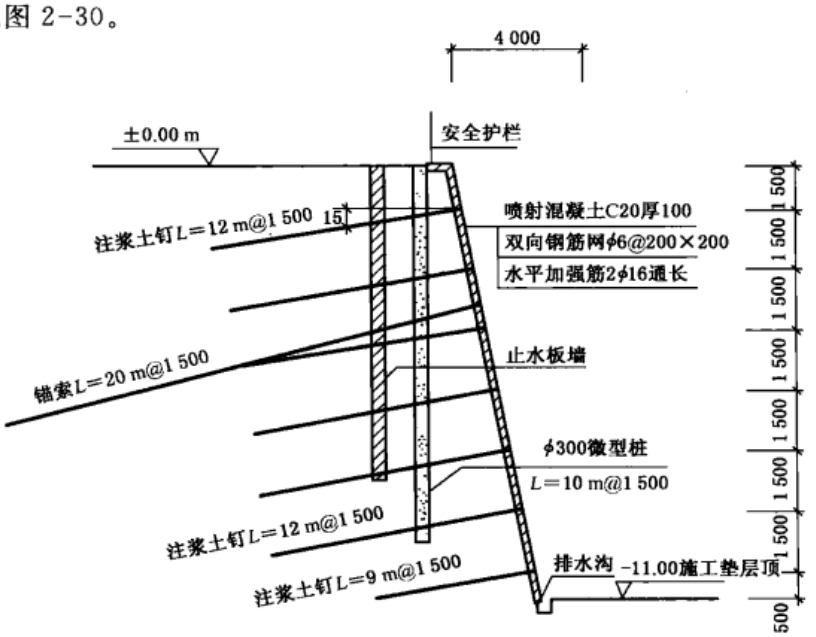


图 2-30　加固支护剖面

7. 效果监测

(1) 基坑开挖后，未发现有漏水现象，说明采用高压定喷形成止水墙效果良好；

(2) 根据基坑监测资料，基坑开挖至 11 m 后，坡顶最大水平位移量为 51.8 mm，最大沉降量为 76 mm，周边建筑物最大沉降为 26 mm，均能满足设计及规范要求。

(3) 基坑支护到 12 月底完工，次年 10 月份主体施工至±0。在此期间，经历了多次台风和暴雨考验，未再产生险情。

8. 小结

(1) 勘察结果是基坑支护设计的重要依据之一，其结果直接影响基坑的安危及成本，应引起高度重视。

(2) 由于一般钻孔较稀，故一个钻孔可能代表较大范围的情况，所以，每一个层位均应严格按规范划分清晰，尤其是不良的地质因素。

(3) 在允许的有条件情况下，勘探孔应涉及基坑外锚索或土钉可能延长到的范围。

(4) 实行信息化施工，对开挖出的岩土情况进行验证，对周边建筑认真察看，对监测资料细致分析，若出现险情，及时调整设计，采取应急措施，以确保人、财、物的安全。

2.2 基坑设计方案考虑不周引起的工程事故实例

基坑设计到底应该由谁来做，至今尚无定论，正规设计单位不做基坑支护设计，认为是施工单位的事，施工单位又对设计方案不熟悉，常常套用其他单位的支护工程设计或无证设计、越级设计、私人设计，导致设计质量低劣、造成险情、事故、工程造价千差万别，实际上已形成盲目设计。

另外，设计支护方案缺乏技术论证，没有对地基土的性质、物理力学性质、水文条件、周围环境(地下管线和相邻建构筑物)进行周密调查就出设计，从各类事故调查中，由于设计缺陷造成的基坑事故达 40.8%(见表 3-3)，是很高的。

2.2.1 珠海拱北某广场深基坑支护坍塌事故分析

1. 概况

珠海拱北某广场深基坑支护由于暴雨后地层位移、失稳，于 1998 年 5 月 6 日下午全面坍塌。

该工程总建筑面积为 101 993.91 m^2，地上 26 层，地下 4 层，建筑总高度为 98.5 m。深基坑平面基本呈矩形，长 90 m、宽 72 m、坑深 17.2 m。属于超深基坑。该深基坑支护采用“逆施钢筋混凝土挡墙”加“钢支撑”方案。这种支护方法有明显的特点，但有一定的适用范围；有若干成功的经验，也有几例不成功的教训。据初步了解，该方法还没有在淤泥质软土中的 4 层地下室深基坑中采用过，特别是，有两层软弱淤泥夹层的特殊地质条件下，没有取得可靠数据和经验，再加上暴雨天灾和其他因素，难免不坍塌。基坑平面见图 2-31。

坍塌四角中，9，1，19，24 的土质剖面见图 2-32。

其支护结构采用“逆作钢筋混凝土挡土墙板”加组合工字钢内支撑，各钢支撑设计

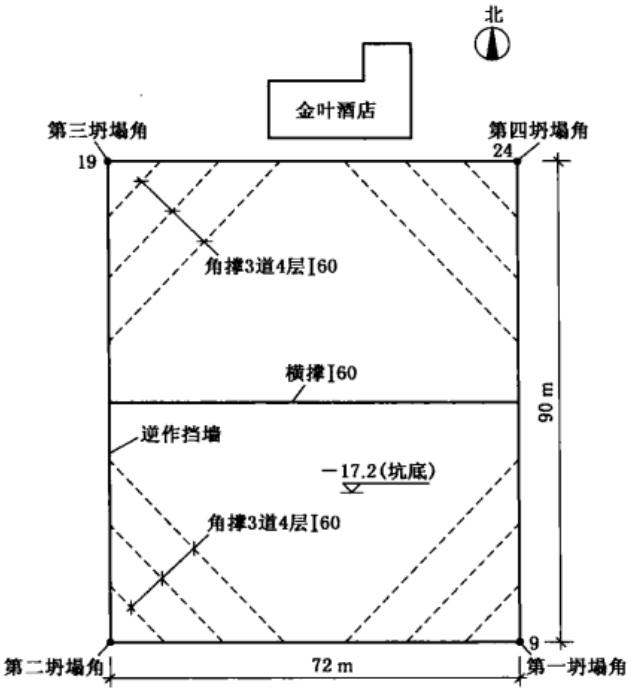


图 2-31　珠海某广场基坑平面图

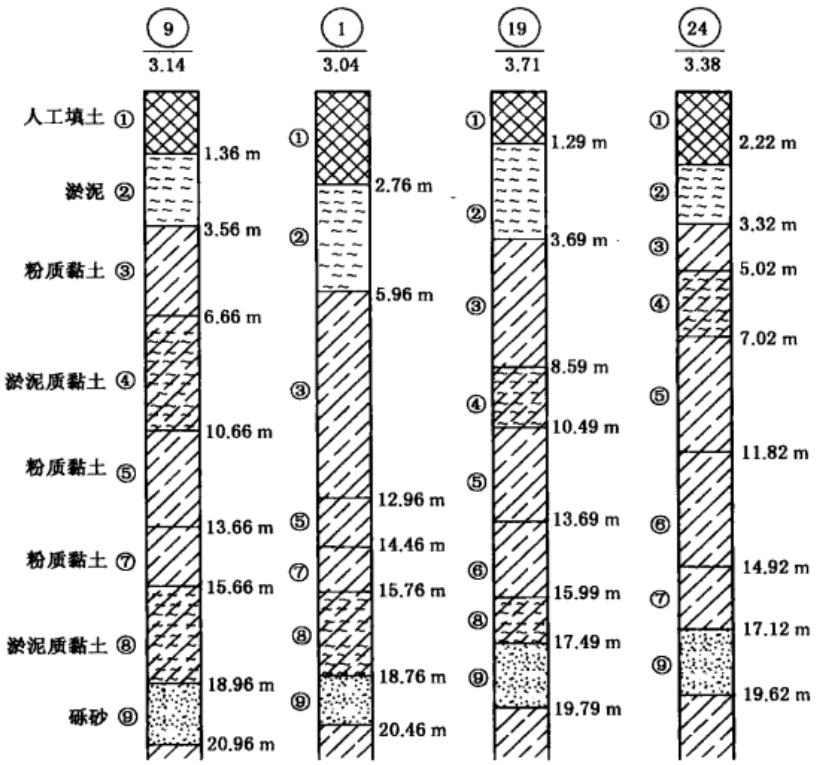


图 2-32　4 个坍塌角的地质剖面图

为独立杆件而未形成整体结构。基坑四角均设沿平面三肢沿竖向四层，即“三肢四层”角撑（二肢角撑截面完全一样，上下两层角撑间距基本相同）：①第一层和第四层均为 2 根工字钢(160)；②第二层和第三层均为 4 根工字钢(160)；③第一层至第四层支撑间距分别为 3.30 m，3.50 m 和 3.50 m，第四层间距基底 3.45m(见图 2-33)。这样，设计的支撑对土压力分布的认识是“上下小，中间大”，其土压力分布不是三角形（上小下大）而是呈仿外锤形（上下小，中间大）。在这种软土地基中（地下水位以下，全为饱和土，尤其该地质第④层又是淤泥质土，在 c，φ 很低的情况下，不可能出现下面土压力反而小的分布），土压力计算从来都是大家十分关注和重视的关键问题，假若土压力计算有重大原则失误或支撑设计与实际压力不匹配，其他结果就很难评断了。

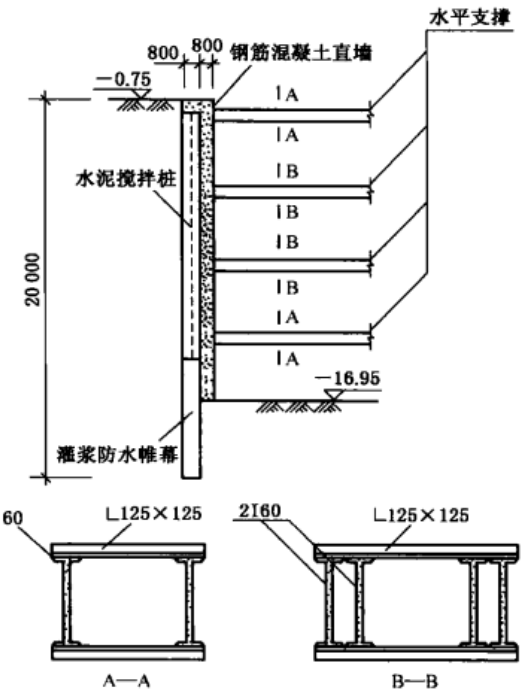


图 2-33 基坑支护剖面图

2. 计算依据

根据中国有色金属工业总公司长沙勘察院 1997 年 10 月提供的详勘工程地质报告，拟建场地各地层的主要物理力学指标详见地质剖面图(图 2-32)中钻孔 1 号柱状图。该地质情况大致为地面下 2～3 m 厚人工填土①，自重未固结，土质不均，结构松散；3～4 m 厚淤泥②，流塑、饱和局部含砂，f_k 约 50 kPa，φ 约 2°，c 约 6 kPa；7 m 左右厚粉质黏土③，含 10%～30%的粉细砂，软—可塑；6 m 左右厚第四系海陆交互沉积土，分成④，⑤，⑥，⑦，⑧层，呈软—流塑、软—可塑和软—塑，均饱和，局部含砂、碎石和夹黏土，其中，⑧为淤泥质黏土；2 m 左右的砾砂，饱和，稍密—中密，地下水渗透系数 $K = 1.2 \times 10^{-2}$ cm/s；以下为 25 m 左右厚的粉质黏土，可塑—硬塑、硬塑—坚硬塑。从钻孔 1 号柱状图可以看出，“地面以下 2.76～5.96 m 为淤泥层（$f_k = 80$ kPa，$\varphi = 4°$，$c = 8$ kPa），12.96～18.76 m为第四系海陆交互相沉积土。而深基坑底刚好处于第四系海陆交互相沉积土中，特别是其中的土层⑧为淤泥质黏土（$f_k = 100$ kPa，$\varphi = 6°$，$c = 10$ kPa）：在地面 15.76～18.76 m。从整个场地看，这一软弱夹层(2～4 m 厚)，有的部位处于坑底下 1～3 m，有的部位就是坑底。这个软弱夹层呈软—塑，饱和状态，其物理力学性质很差。本计算完全根据地质报告中提供的地质条件进行，环境条件没有考虑。

3. 计算参数

(1) 墙顶标高：－2.800 m。

(2) 墙高：15.050 m，墙嵌固长度按 1 m 计算。

(3) 墙厚：0.80 m。

(4) 墙混凝土强度等级：C30。

(5) 地面超载：20.0 kN/m^2。

(6) 室外地坪标高：－1.600 m。

(7) 地下水位标高：－2.600 m。

(8) 土动土压力按水土分别计算考虑。

(9) 第一道到第四道支撑的标高为－3.25 m，－6.75 m，－10.25 m，－13.75 m。

(10) 第四道支撑下土体开挖标高为－16.85 m。

(11) 地层编号和物理力学性能详见地质报告。

4. 基坑支护墙内力(位移、弯矩和剪力)和支撑力计算结果

各工况计算结果见表 2-9，基坑稳定分析见表 2-10，承载力安全系数验算见表 2-11，从上述各表计算结果可知，稳定分析在工况 4 时稳定安全系数小于 1.5，为 1.06，承载力安全系数验算在第二道支撑时安全度均小于 1，计算到第四道支撑时安全系数仅为 0.54～0.60，所以，基坑支护全部坍塌，经济损失约 2 000 多万元。

表 2-9　　墙内力与支撑力计算

工　况	位移(max)/cm	弯矩/(km·m)	剪力/kN
第 1、2	(计算从略)		
3 220 kN 301 kN 321 kN	6.63	968	296
4 80 kN 272 kN 506 kN 593 kN	16.1	255(滑动卸载后弯矩减少)	330

表 2-10　　稳定分析

工　况	稳定系数	工　况	稳定系数
工况 1	6.76＞1.5	工况 3	1.61＞1.5
工况 2	3.18＞1.5	工况 4	1.06＜1.5

表 2-11　　承载力安全系数验算

支撑情况	太沙基	普朗特尔	安全度
第一道	3	2.7	√
第二道	0.85	0.78	×
第三道	1.5	1.3	√
第四道	0.6	0.54	×

5. 分析结果

(1) 这种逆作无埋深的地下墙专利或方案的适用条件有哪些？是否适用于淤泥质地

质，是否应用过淤泥质 4 层地下室，有无类似工程实例。

（2）局部破坏就影响全部基坑支护破坏这种方案是否科学合理？

（3）从施工现场无埋深地下墙支撑破坏现象看，完全是地层位移，坑底踢脚破坏，坑底隆起而使墙背土体滑移而失稳破坏，西边明显有两道滑移面。该场地有承压水并有两层 5 m 厚的淤泥，大雨后的土体物理力学性能怎样考虑。

（4）基坑支撑不形成整体结构，只是杆件。如何保持钢支撑杆件的稳定，组合型钢支撑杆件是否科学合理？

（5）71 m 钢支撑的稳定问题如何考虑？是否验算？

（6）基坑抗滑和隆起是否考虑和验算？安全系数多少？要求检查计算书。

（7）无埋深地下墙沉降如何考虑？出现不均匀沉降又如何考虑？

（8）施工各工况阶段的施工模拟计算是否考虑？如何利用监测结果来修改方案和设计，进而指导施工。

（9）基坑支护有破坏预兆后，是否预测过基坑支护破坏状态？一味要求绑焊 160 工字钢加强上部，这种技术措施是否正确有效？是否能解决上述破坏？

（10）无埋深地下墙背后第一破裂面范围内几幢建筑的荷载怎么考虑，施工临建荷载有多少？

（11）第四层支撑施工完毕后，支撑距坑底尚有 2.8～3.5 m 左右的空间在施工垫层和底板施工期，雨季能保证基坑安全稳定？

由于上述问题的存在，所以，出现了大面积的坍塌。

2.2.2 呼和浩特某大厦深基坑护坡桩倾覆事故原因及处理

这是由设计原因造成的工程事故。护壁桩设计埋置深度不够引起桩顶位移近 3 m。如果实施了原考虑过的水平拉锚方案，该事故也许可以避免。

1. 概况

该大厦地下 3 层，地上 24 层，总高为 100 m。开挖基坑标高为－12.37 m，基坑以南 9 m 有 1 栋 6 层住宅楼尚在施工。该工程施工顺序为先由机械开挖至－5.5 m，接着开始打护坡桩。桩径 500 mm(配筋 6ϕ16)，桩长 8.9 m，桩底标高－14.40 m，护坡桩入土深度 2.03 m。东西侧分别有 6 根和 5 根工程桩，桩径 800 mm(配筋 8ϕ25)，桩长 13.45 m，桩底标高为－19.25 m，工程桩插入深度 6.88 m。

2. 事故情况

该大厦主体部分平面近似三角形，打桩从第 11 轴线的护坡桩开始顺时针方向施工，至全部桩打完，机械挖土，最后，300 mm 由人工挖土清底，边清底边按设计要求砌筑挡土墙。原设计要求挡土墙从上至下砌筑，此方法施工较困难，施工时，改为清底后从下至上砌筑。当清土到丙$_8$ 至丙$_{25}$轴线的一排护坡桩时，清土工作刚完毕，大部分护坡桩即发生倾覆。封顶梁被拉裂变形，最大裂缝竟达 10 cm，混凝土脱落，钢筋暴露，桩顶最大位移近 3 m。

3. 事故原因分析

为找出事故原因，对护坡桩重新进行了核算，按设计图纸确定计算模式。设计中有一条说明："水平锚固拉杆待定，可据现场实际情况而定。"实际上因南侧场地狭窄无法拉结，

直到护坡桩倾覆，并未设置任何水平拉杆。故应采用悬臂桩计算护坡桩的插入深度，其计算简图见图 2-34。

基坑南侧有一便道按轻路面荷载计算，地面荷载取 $q_1 = 5\ \mathrm{kN/m^2}$，计算桩的埋置深度。

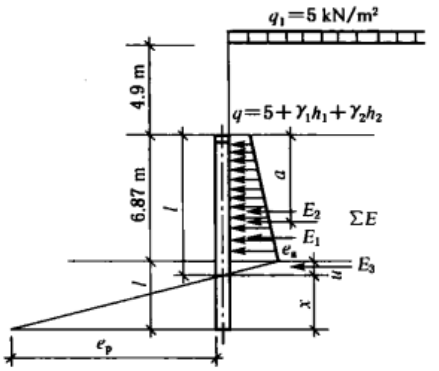


图 2-34　计算简图

(1) 先求 l。

$$q_2 = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 = 88.3\ \mathrm{kN/m^2}$$

$$q = q_1 + q_2 = 93.3\ \mathrm{kN/m^2}$$

土的平均重度 $\gamma = 19.89\ \mathrm{kN/m^3}$；平均内摩擦角 $\varphi = 34.9°$。

因土的内聚力 c 对计算结果影响很小，故在计算中未考虑，取桩墙摩擦角 $\delta = 2/3$，$\varphi = 23.3°$。

$$K_a = 0.272,\ k_p = 9.871;\text{斜度 } \gamma(K_p - K_a) = 19.89 \times 9.60 = 190.94$$

$$e_a = h\gamma K_a + qK_a = 62.54\ \mathrm{kN/m^2}$$

$$u = \frac{e_a}{\gamma(K_p - K_a)} = 0.33\ \mathrm{m};\ l = 7.20\ \mathrm{m}$$

(2) 求桩的插入深度。主动土压力 $E_1 = \gamma h^2 K_a/2 = 127.67\ \mathrm{kN/m}$；设 E_2 为地面超载，$E_2 = qhK_a = 174.34\ \mathrm{kN/m}$；$E_3 = ue_a/2 = 10.32\ \mathrm{kN/m}$。桩墙主动土压力之和 $\sum E = E_1 + E_2 + E_3 = 312.33\ \mathrm{kN/m}$。

土压力的合力中心(从桩顶往下)$\alpha = 4.02\ \mathrm{m}$。

$$m = \frac{6\sum E}{\gamma(K_p - K_a)l^2} = 0.189$$

$$n = \frac{6\sum E}{\gamma(K_p - K_a)l^3} = 0.106$$

查布鲁姆曲线得 $\xi = 0.52$，$x = \xi l = 3.74\ \mathrm{m}$

插入深度 $t = u + 1.2x = 4.82\ \mathrm{m}$

从计算结果看，设计桩的埋置深度显然不能满足要求，且设计中计算简图的选取有误，从而最终导致了倾覆事故的发生。

4. 事故处理

先对护坡桩后面的土方及围墙作临时加固处理，主要用方木临时支撑。然后清除坍塌的土方，为打工程桩准备工作面。用草袋装砂堆放成下宽上窄的斜坡(垂直高度 3 m 左右)。经过处理，直到地下结构施工完毕未再发生坍塌。

2.2.3　全长黏结型锚杆在某工程中的成败分析

这是一个采用喷锚网支护即土钉支护深基坑处理事故成功的例子。该工程几处遇险，都是采用回填堆土法暂作处理，虽是权宜之计，但很管用。

地质条件不怕复杂，唯恐不明。因为土钉支护有很强的适应性。目前，采用这种方法

成功围护复杂地质条件下直立深基坑，深度已超过 18 m。

这个工程比较重视监测，在基坑四周布了 14 个监测点，并且都监测到了结果；在位移较大的基坑东侧中段，果然发生了塌方，这说明测试结果较为可靠。

1. 工程及地质概况

大连某深基坑，南北长约 125 m，东西宽约 96 m，坑深约 16.5 m。基坑四周街道及主要建筑物距离分别为西侧距天津街 6.0 m；东侧距友好路 6.0 m，距煤气管线 1.7 m，距自来水管线 3.2 m，管线埋深 1.5 m；北侧距国泰大厦 20.0 m；南侧距友好路商场 10.0 m，见图 2-35。

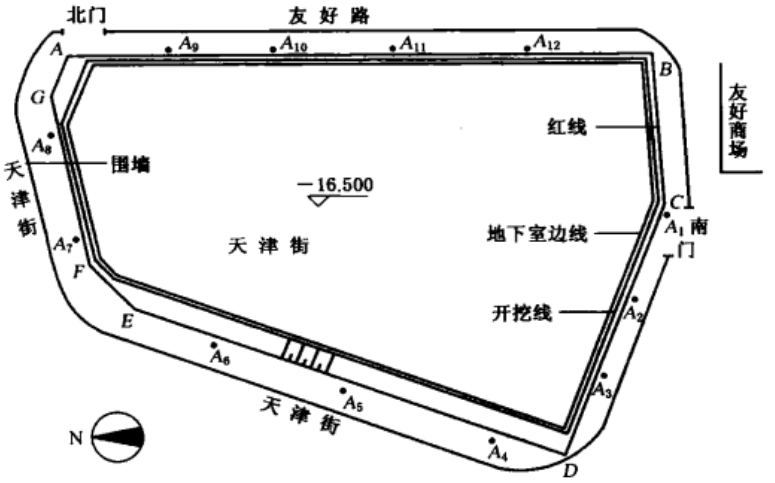


图 2-35 基坑开挖平面图

基坑地层自上而下为杂填土、粉质黏土、残积土、强风化及中风化板岩和辉绿岩。其中，杂填土、粉质黏土和残积土 3 层在南面较厚，最厚处达 7.8 m，而西侧、东侧和北侧大部分分布很薄，主要出露强风化板岩。在东侧中段出露强风化—中风化辉绿岩，东侧南段深部出露中风化板岩。板岩的产状向南倾斜。场地各地层为弱透水层，地下水位在基底以下 0.28～0.86 m 处。基坑四周出露岩土层，设计计算所采用的物理力学参数见表 2-12。

表 2-12 岩土物理力学参数计算取值

地层类别	重度 γ/(kN/m³)	内聚力 c/kPa	内摩擦角 φ/(°)
杂填土	20	0	20
残积土	20	20	15
强风化板岩、辉绿岩	22～24	50～70	20～25
中风化板硐、辉绿岩	26	130	30

2. 护坡设计

1）护坡方案

选择根据该工程基坑在地下水位以上开挖，且四壁出露地层多为强风化板岩，第四纪覆盖层大部分较薄，土压力相对小等情况，结合大连地区经验，经过技术、经济对比、论证，确定东侧、南侧采用垂直开挖，全长黏结型锚杆加钢筋网喷射混凝土支护；西侧采用

1∶0.3放坡，全长黏结型锚杆加钢筋网喷射混凝土支护；北侧考虑到强风化板岩产状向南倾斜，层间可能存在一些薄弱面，易出现局部岩体向坑内滑移的险情，因此，决定北侧采用垂直开挖，预应力锚杆加槽钢对钢筋网喷射混凝土层进行加固。

2）设计计算

（1）地面荷载 q 取 10～40 kPa（考虑部分地段行走履带式吊车和堆放建筑材料）。

（2）根据朗肯主动土压力理论计算主动土压力

$$e_a = (\gamma h + q)K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

（3）参考瑞典建筑规范，计算埋深 $0.2H$（H 为开挖深度）以下的平均土压力

$$P_a = 1.6\sum E_a / H$$

（4）采用 1/2 分割法计算每米土条由各层锚杆担负的水平力 T，选取上述两种土压力计算结果较大者进行设计。

（5）按公式 $N_i = TS_x/\cos\alpha$ 计算各层锚杆轴向力，其中锚杆水平间距 S_x 取 2.0 m，锚杆倾角 α 取 13°。

（6）按公式 $l_m = \dfrac{kN_i}{\pi d(q_a + \sigma\tan\varphi)}$ 计算锚固长度。锚孔直径 d 取 0.11 m，q_a 取 150 kPa，$\sigma = \gamma h$，安全系数 k 取 1.8。

（7）根据滑动区计算长度 l_0，按公式 $l = l_m + l_0$ 计算锚杆长度。如果是预应力锚杆，则 l_0 为自由段长度。

（8）按公式 $\dfrac{kN_i}{f_{pa}}$ 计算锚杆截面积，安全系数 k 取 1.6。

（9）经过计算选取锚杆为 8 排，其中水平距 2.0 m，排间距为 2.0 m。取 2 m×2 m 为一计算单元，把钢筋网喷射混凝土简化成一块四周固定受均布荷载的配筋板结构，计算出钢筋网的配筋量和喷层厚度。

（10）设边坡失稳滑动面为一与水平成 $45°+\varphi/2$ 的平面，并考虑锚杆固力的作用，进行边坡稳定性验算，经计算稳定安全系数为 1.3。

3. 护坡效果

该基坑于 1994 年 11 月开始开挖，在基坑开挖过程中，施工单位对基坑边坡坡肩水平位移进行了监测。监测点共布置了 14 个：东侧 4 个，南侧 5 个，西侧 3 个，北侧 2 个（见图 2-35）。至 1995 年 1 月 17 日的监测结果如下：西侧挖至基底，坡肩水平位移稳定在 8～10 mm，A_4 点稳定在 8 mm，A_5 点稳定在 10 mm，A_6 点稳定在 8 mm；北侧挖深约9.0 m，基本没有位移；东侧挖深约 13.0 m，A_9 点几乎没有位移，A_{10}点水平位移为 17 mm，A_{11}点水平位移为 12 mm，A_{12}点水平位移为 21 mm；南侧挖深约 13.0 m，A_1 点位移为 38 mm，A_2 点水平位移为 20 mm，A_3 点水平位移为 10 mm，A_{13}点水平位移为 2 mm，A_{14}点水平位移为 3 mm。从监测结果分析看，基坑西侧和北侧基本上稳定；南侧和东侧实际上已处于不稳定状态，其位移最大和最具代表性的测点是 A_1 点和 A_{12}点，其测试结果见图2-36和图 2-37。1995 年 1 月，18H 基坑东侧中段发生塌方事故，形成了宽约 14.0 m，高约 13.0 m，上部厚约 4.0 m 的塌落带，塌方量约 270 m^3，在其上部通过的上水管和煤气

管线因塌方而断裂，大量煤气、自来水泄漏。经过施工单位和其他有关部门的共同努力及时排除险情，避免了更大事故的发生。

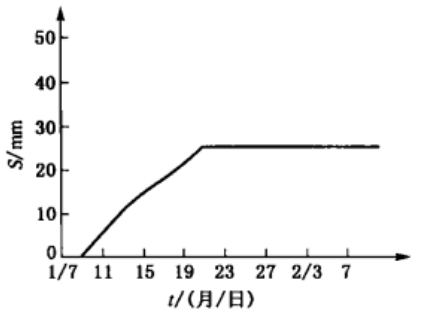


图 2-36 东侧 A_{12} 测点水平位移变化情况

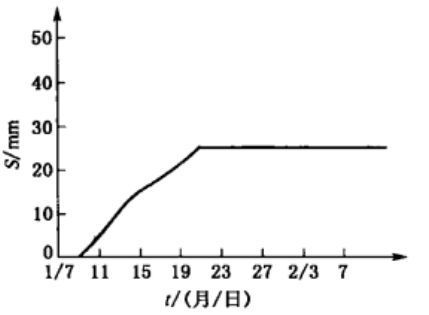


图 2-37 南侧 A_1 测点水平位移变化情况

4. 事故原因分析及加固处理

1）事故原因分析

基坑东侧中段由于辉绿岩体的侵入蚀变作用，使该侵入体与板岩接触部位形成了软弱结构面，局部形成了扭曲和软弱带，这样更加剧了板岩的破碎程度。辉绿岩体本身节理极为发育，受风化作用呈碎裂、散状结构，并且有两组倾向于坑内的断裂构造在此交汇，造成此段岩体极不稳定。同时，在施工过程中，又发现距基坑边缘 3.0 m 的友好路下面有一平行于基坑边的防空洞，更加大了岩体的不安定因素。而此侧采用垂直开挖、全长黏结型锚杆挂网喷射混凝土支护对边坡初期位移没有得到应有的控制，因而造成此处位移不断增大(图 2-36)，最后塌落。以后不得不进行回填堆土。

基坑南侧杂填土、粉质黏土和残积土第四纪覆盖层很厚，最厚达 7.8 m，并且沿南侧坑边 2.0～3.0 m 处呈“一”字型排列了四个污水井，致使基坑南侧土体饱水，稳定性较差。再加上此侧也采用垂直开挖，全长黏结型锚杆挂网喷射混凝土护坡对初期水平位移没有得到有效控制，从而使此侧位移不断扩大。到东侧塌方时最大可达 38 mm(图 2-37)，已处于十分危险状态。不得不进行回填堆土，堆土后达到了稳定状态。

2）加固处理

先在东侧及南侧回填堆土，使其位移不再继续发展。堆土后水平位移基本上处于稳定状态。

然后，对东侧中段自来水管线重新架设，煤气管线废弃；同时，此部分利用塌方形成的自然边坡，其他部分在距自来水管线 0.5 m 处按 1∶0.3 进行卸荷放坡到基坑表面以下 10.0 m；再由回填土堆成的工作平台上对新坡面进行清理，对原锚杆进行重新安设；并增设两排预应力锚杆，然后重新挂网喷射混凝土。

再次，基坑南侧按 1∶0.5 放坡卸荷，放坡至基坑表面以下 6.5 m 处，对原锚杆进行重新安装，并增设一排预应力锚杆后重新挂网喷射混凝土。

最后，东侧、南侧边坡加固以后，坡肩位移几乎未继续发展，一直处于稳定状态，以后基坑已近封顶，护坡已完成其使命。在这段时间内未再发生任何事故。

5. 讨论

(1) 西侧采用适度放坡开挖。全长黏结型锚杆挂网喷射混凝土护坡，坡肩位移很小

即达到了稳定状态。而东侧及南侧采用垂直开挖，护坡方法相同，坡肩却发生了很大位移，并且最终导致失稳。这说明在地质条件复杂的情况下，采用垂直开挖全长黏结型锚杆挂网喷射混凝土护坡不可取；在条件允许的情况下，宜尽量采用适度放坡开挖并支护。

(2) 北侧地层向坑内倾斜。采用垂直开挖，预应力锚杆挂网锚喷护坡，坡肩几乎未发生位移。这说明在不允许放坡的条件下，采用这种方法对于支护复杂地层是非常有效的。

(3) 对南侧、东侧基坑边坡进行加固处理采用“放坡卸荷、预应力锚杆控制初期位移”方法，效果尚好。

2.2.4 武汉某深厚淤泥质黏土基坑失稳事故分析

1. 工程概况

某综合楼为框架—剪力墙结构，地下 1 层，地上 12 层，总建筑面积 6 650 m^2，拟建基础采用钢筋混凝土静压桩，桩长(A)—(A)24.5 m，(B)—(B)24.0 m，(C)—(C)23.0 m，断面尺寸 0.45 m×0.45 m。设计桩端进入粉砂层。基坑开挖面积约为 700 m^2，基坑开挖在自然地面以下 1.4 m，大部分开挖深度 4.33 m，电梯井部位开挖深度为 4.68～4.88 m。

场区周围环境：场地东边为 6 层大板房宿舍，最近处离基坑约 8.5 m，其基底系砂垫层整板钢筋混凝土基础，原始房屋已发生倾斜，但不属危房。南临新建 12 层宿舍楼其基础采用钻孔灌注桩。西临建设大道，马路中心距本基坑约 30 m，在距基坑约 5 m 处有一条埋深 1.4 m 的高压电缆沟。南边的新建宿舍楼由于其基础采用桩基，本基坑开挖不会对其产生不利影响。北面为平房，因此，本基坑的维护应集中在东面和西面。

根据《武汉地区深基坑工程技术指南》：当基坑开挖深度≥6 m 或没有地下室时，应视为深基坑工程。因此，本基坑属于浅小基坑，基坑周围原维护设计采用 3 排 ϕ500 mm 的喷粉桩，互咬 10 cm，目的起止水及维护基坑底坡脚作用。粉喷桩设计桩长有两种：东边靠近大板房侧为自然地面标高以下 12 m；基坑的其他部位桩长为 5 m，基中承台标高 4.5 m。设计粉喷量为 45 kg/m，水泥为 325 号普通矿渣水泥。

基坑局部开挖失稳情况：1998 年 2 月 17 日至 3 月 2 日，对基坑进行局部开挖。3 月 2 日，白天浇筑了靠近回填土①轴承台和②/A 承台的垫层，3 月 3 日早上，发现①轴线外的基坑边坡土体发生整体滑移，基坑底板快速隆起。据实测资料，基坑隆起量达 20 cm。同时，坑内工程桩也发生较大偏移。此时施工单位停止了基坑开挖工作，立刻对已开挖的基坑进行回填，并在①轴线外的基坑底坡脚采用砂包压坡脚，但是工程桩继续偏移使得新浇的承台垫层裂开并隆起，此处基坑周围维护边坡的粉喷桩向坑内发生倾斜。在①轴线外 15 m 的范围内可见几条大的裂缝。基坑边坡发生滑移后，基坑内工程桩有 20 多根被严重推歪而不能作为工程桩使用，其偏移趋势见图 2-38，基坑已进行部分回填。

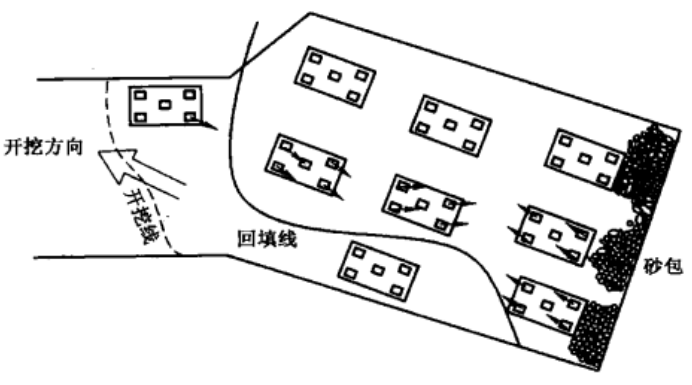


图 2-38 偏移趋势图

2. 失事原因分析

该基坑属浅小基坑，但从局部开挖的效果来看，失事反应非常强烈。其原因是多方面的。

(1) 场地环境因素分析。该场区位于长江冲积Ⅰ级阶地。场地主要地层为人工填土，第四系全新统冲积一般由黏性土，淤泥质土，粉土，砂土，砾卵石和志留系强风化泥岩组成。根据初探和补勘结果，各土层分布特征为①杂填土层，结构松散，固结密实程度很差，厚度为 0.8～1.6 m；②$_{-1}$黏土层，很湿，呈可塑状态具高压缩性土，厚度为 3.1～4.1 m；②$_{-2}$淤泥质粉土层，饱和，呈流塑状态，具高压缩性，厚度为 13.3～15.1 m；③粉土粉质黏土互层，饱和，呈稍密状态，属中等压缩性土层，厚度为 1.4～5.4 m。场区各土层的物理力学参数见表 2-13。

表 2-13　　各土层物理力学性参数表

土层编号	土层名称	平均厚度/m	重度/(kN/m³)	孔隙比	含水量/%	液限 W_L	塑性指数 I_p	E_s/MPa	无侧限 Q_u/kPa	快剪		三轴 UU 剪	
										c/kPa	φ/(°)	c_u/kPa	φ/(°)
①	杂填土	1.5	19.6										
②$_{-1}$	黏土	3.4	17.7	1.14	39.2	48.1	30	3.1	23.0	18	7	5	24
②$_{-2}$	淤泥质黏土	14.2	16.8	1.45	48.2	44.1	20	1.9	31.5	9	7	15	5
③	黏土、粉质黏土互层	3.8	18.0										

失事后对该场区尤其对②$_{-2}$层进行补充静力触探，其结果见表 2-14。结果表明，此②$_{-2}$层淤泥质黏土分为两个亚层：②$_{-2}$淤泥，厚度为 3.4～7.4 m，其静力触探 p_s 值为 0.3～0.5 MPa；②$_{-2-A}$层淤泥质黏土，为初勘②$_{-2}$层的余下部分，其静力触探 p_s 值为 0.5～0.7 MPa。因此，此层厚度大，含水量大(平均 48.2%)，强度低，具有流动特性。使基坑开挖产生深层滑动成为可能。

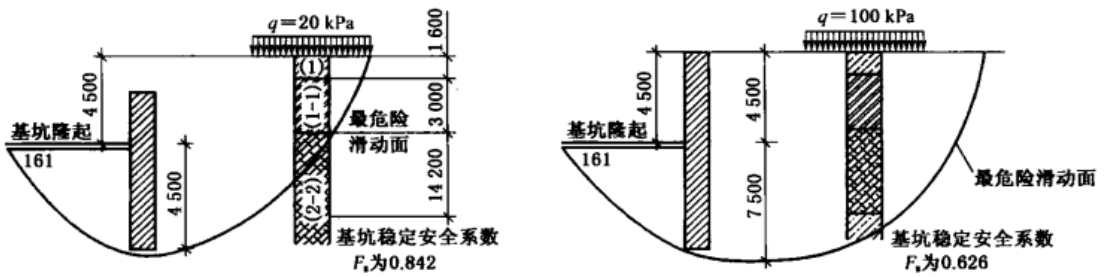
表 2-14　　补勘②$_{-2}$层分层统计表

土层编号	土层名称	平均厚度/m	重度/(kN/m³)	孔隙比	含水量/%	液限 W_L	塑性指数 I_p	E_s/MPa	无侧限 Q_u/kPa	快剪		三轴 UU 剪	
										c/kPa	φ/(°)	c_u/kPa	φ/(°)
②$_{-2}$	淤泥	16.2	52.6	1.55	47.1	23	1.25	1.8	27.6	5	9	14	4
②$_{-2-A}$	淤泥质黏土	16.0	44.4	1.43	40.8	19	1.25	1.9	—	6	10		

(2) 基坑失稳的理论分析。在原来维护设计的前提下对基坑的整体稳定性进行理论分析。由于土层①从已发生滑动的区域来看，基坑周边维护的粉喷桩没有发现折断现象，发生的是整体倾覆；土层②从基坑内已开挖暴露的工程桩，尤其是位于开挖面侧的工程桩来看，桩顶的最大偏移最大到 70～80 cm，而且偏移方向是向基坑外倾斜的；土层③基坑失稳后对基坑进行了迅速回填，回填后原来发生倾斜的粉喷桩结构基本恢复到原来的状态，甚至有挤压基坑边沿土体的趋势。因此，可以认为已发生的滑动为整体的深层滑动。

理论分析采用整体滑动的极限平衡理论，用 Bishop 方法搜寻最危险滑动面。分别对

两种桩长的粉喷桩维护结构进行了开挖后的整体稳定性分析，结果见图 2-39。图中基坑底半宽为 9 m；图(a)为桩长 5.0 m 时的最危险滑动面，其滑动面半径为 8.8 m，安全系数为 0.842 < 1.5；图(b)为桩长 12.0 m 时的最危险滑动面，其滑动半径为 12.3 m，安全系数为 0.626 < 1.5。由此可见，原设计不能满足基坑边坡整体稳定性要求，发生整体滑动是必然的。



(a) 桩长 5.0 m　　(b) 桩长 12.0 m

图 2-39　整体稳定分析结果

综合分析以上原因，此基坑失稳本质上是大面积的深层滑动，产生的主要原因是基坑底部存在厚度较大的淤泥质黏土，而且在基坑维护设计上对其整体稳定性重视不够——原来的粉喷桩维护结构不仅桩长过短，而且 3 排粉喷桩的宽度也不够。其他的，诸如地表的生活用水、施工机械、开挖程序和孔隙水压力的影响则是诱发因素。因此，此基坑的治理必须从基坑的基本维护结构的加固，破坏深层滑动面上入手进行根本治理。总结：对于深厚淤泥质黏土中的基坑设计不仅要解决基坑周边的挡土问题，而且要对基底淤泥进行处理，防止基坑开挖后，可能产生大面积深层滑动。

2.2.5　北京某“中心”基坑工程事故分析

1. 工程概况

该工程位于北京西直门附近，是一座集写字楼、购物大厦和豪华公寓等多种功能于一体的群体建筑，总建筑面积为 21 万 m^2。主楼地上 21 层，高 85 m，地下 2 层，基坑深度 11.21 m，局部深 12.8 m。主楼采用桩筏基础，桩型为人工挖孔大直径扩底灌注桩，桩径 1.6～1.8 m，桩长 23 m，共 239 根，桩的最大设计荷载为 19 500 kN。两栋公寓地上 22 层，高 68.2 m，地下 2 层，基坑深 7.37 m，采用桩箱基础。

该场地属永定河冲洪积扇中部，地质构成为第四系冲洪积扇，地层分布为

第一层，0～－14 m，粉质黏土，局部夹砂层，呈黄色。

第二层，－14～－15 m，饱和粉细砂。

第三层，－15～－17 m，细、中砂，含少量卵石，饱和。

第四层，－17～－24 m，粉质黏土，饱和。

第五层，－24 m 以下，卵石层，饱和。

地下水分布为第一层位于－14 m，属于潜水；第二层位于－24 m，属于承压水。

2. 基坑设计与施工

该基坑工程原设计支护结构采用直径 600 mm、间距 1.15 m 的钢筋混凝土灌注桩，桩

长 14.5 m，桩顶作 800 mm×400 mm 的钢筋混凝土圈梁，圈梁之上为 1.3 m 高的砖护墙，并在圈梁处加一道锚杆。基坑采用轻型井点降水。

经过讨论，认为基坑支护方案过于保守，于是决定取消锚杆支护，同时，取消了原工程桩顶面的土体保护层，将基坑挖深改为 12 m。

该工程规模很大，参战的施工队伍较多，基坑开挖前夕，一施工单位在基坑的北侧距离支护桩不足 5 m 远处建筑了一栋 3 层砖混结构的临时施工用房，用作办公室、宿舍以及材料库等。

1995 年夏，北京多雨，基坑开挖至 10 m 左右时，基坑周围地面出现裂缝，支护桩出现倾斜的迹象。一夜之间，基坑整个北侧近 100 m 长的范围内，从西北角开始，所有支护桩(80 多根)严重倾斜，桩上砖护墙塌落，最大桩顶水平位移达 1.7 m。

3. 事故分析

设计修改缺乏依据。原基坑支护结构设计为桩锚支护，修改后的设计将桩顶锚杆取消，锚杆支护桩变成了悬臂受力结构，悬臂部分长 10.7 m，嵌固部分只有 3.8 m，嵌固长度与基坑开挖深度之比为 0.32，按照北京地区基坑工程经验，该基坑支护桩的嵌固深度过小，桩的稳定性很差，产生倾斜不可避免。基坑周围地面普遍出现裂缝，也正说明了这一点。

基坑开挖赶上了雨季，原来比较干燥的上部粉质黏土，含水量剧增，内摩擦角和黏聚力大大降低，导致支护结构的主动土压力增加许多，使得本来就处于临界状态的支护桩再度失去平衡，产生较大倾斜。

基坑北侧的 3 层临时工房是在基坑的支护桩施工完毕，而基坑尚未开挖时修建的，此荷载是支护结构设计时根本没有考虑到的，它距离支护结构不到 5 m 远，对基坑北侧的支护桩形成了一个致命的附加荷载。

3 层临时工房地基中原有的排水管道受施工影响长期漏水，基坑西北角地基土中的自来水管道也发生渗漏，使附近的土体含水量增大，以致饱和，支护结构所承受的主动土压力增大；同时，自来水渗漏带有较大的压力，对土体和基坑支护结构产生直接的挤压、冲刷作用，加剧支护结构的倾斜。

4. 事故处理

事故发生后，施工单位打算用锚杆回固支护桩，但是，基坑北侧的支护桩变形迅速，一夜之间出现整排支护桩急剧倾斜，情况十分危急。施工单位紧急用工字钢斜撑支护桩，阻止其继续变形，然后进行桩后挖土卸载，于是在北侧支护桩后挖开一条宽 3 m、深 3 m 的通长的沟槽，才算稳定了局势。最后，沿土坡作喷锚护坡。由于倾斜的支护桩桩体没有破坏，也不影响基础施工，所以被保留了下来。

对基坑其余侧的支护桩，采用桩后锚拉加固，锚桩间距为 6 m。

2.2.6 济南市一起深基坑支护事故分析

1. 概述

某高层建筑位于济南市市区，主楼地上 20 层，裙楼 4 层，地下室 3 层，基坑开挖深度 12.1 m。场地土层自上而下分别为①杂填土：灰褐色，稍湿，稍密，局部可塑，层厚 0.2～1.1 m；②黄土状粉质黏土：黄褐。褐黄色，湿—很湿，硬塑—软塑，大孔结构，下部含姜石，

层厚 5.2～6.7 m，不具湿陷性，具中—高压缩性；③粉质黏土：黄褐色，很湿，软塑—可塑，含氧化铁，铁锰氧化物，含少量碎石，层厚 1.6～2.9 m，具中等压缩性；④黏土：褐黄—灰黄色，硬塑—坚硬，含氧化物，铁锰氧化物及其结核，含碎石 10%～30%，层厚 4.6～6.2 m，具中等偏低压缩性。各层土的主要参数见表 2-15。

表 2-15　　土的主要参数

层号	土名	f_k/kPa	E_s/MPa	c_k/kPa	φ_k/(°)
①	杂填土	—	—	—	
②(水上)	黄土状粉质黏土	150	8.0	23	17
②(水下)	黄土状粉质黏土	100	4.0	25	10
③	粉质黏土	150	6.5	35	19
④	黏土	300	10	117(c_{uuk})	11.6(φ_{uuk})

地下水位距自然地坪 2.42～2.73 m，对混凝土不具侵蚀性。

2. 支护方案

该基坑四周均邻近已有建筑物和交通干道，边壁均按 1∶0.18 放坡，采用土钉支护。支护断面设计见图 2-40(东、南两侧)。其中，土钉采用 ϕ25 钢筋制作，水平间距为 2 m。

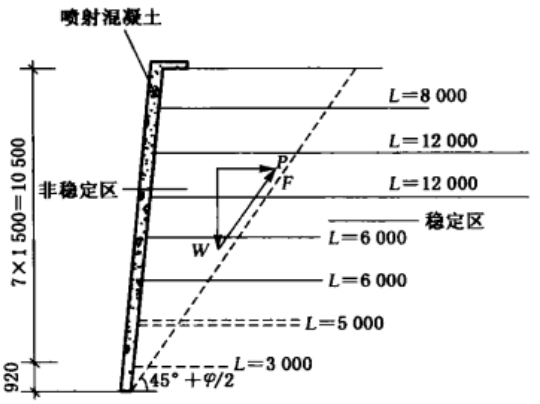


图 2-40　土钉布置断面图(原设计)

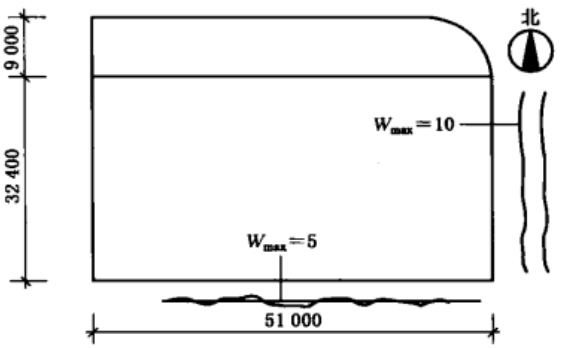


图 2-41　地面裂缝平面图

3. 事故原因分析

当基坑东侧、南侧开挖至－9.0 m 时，东侧距边坡坡顶 3 m 和 5 m 处地面出现两条平行边坡方向中的裂缝，长度 30 m 左右，最大缝宽达 10 mm。南侧坑外亦产生一条长40 m，宽 5 mm 左右的地面裂缝(图 2-41)，且南侧坡顶外 3 m 外一围墙上出现严重裂缝(该围墙当即拆除)。

分析该工程事故原因，主要有以下几点：

1) 设计安全系数明显偏小

土钉支护技术是通过全长锚固式压力注浆土钉将非稳定区土体锚固于稳定区土体中，以土钉承受拉力。基坑边坡的破裂面按朗肯库仑土压力理论确定，即破裂面与水平面夹角为 $45°+\varphi/2$。设非稳定区土重为 W(取 2 m 宽土体计算)，土钉提供的拉力为 P，破裂面上的摩擦力为 F，则可通过由 W，P，F 组成的力多边形，简要进行土相稳定性验算。在

求 P 时，应先确定土的抗剪强度 τ_z。一般情况下，τ_z 应通过土钉现场抗拔试验确定。本工程未进行现场抗拔试验。依据地质勘探报告及有关资料，取 $\tau_z = 60$ kPa。经验算，当基坑开挖至－9 m 时，安全系数 $K = 0.98$（地面荷载取 20 kN/m²）；当挖至－11.42 m 时，安全系数 $K = 0.7$（地面荷载取 20 kN/m²，如果不考虑地面荷载，$K = 0.75$）。由此可见，当开挖至－9 m 时，K 值已小于 1；当开挖至基底时，K 值就更小，而设计要求安全系数 K 应不小于 1.5。

2）无监测措施

土钉支护技术最重要环节之一是工程监测，即在施工全过程中，随时量测边坡水平位移等并进行反馈分析，发现问题及时处理。该工程并未进行工程监测，故不能掌握边坡位移的发展趋势，以致工程处于失稳状态，出现了较大的地面裂缝才引起注意。

3）无降水、排水措施

土钉支护技术的成败还取决于基坑的降水工作。原支护方案中对降水工作未提任何要求，以致开挖至－9 m 时，基坑内出现地下水，并适当地沿基坑四周设置明沟排水。

2.2.7 上海市某大厦深基坑事故分析

1. 工程概况

某大厦位于上海金桥出口加工区内的第 18 号地块内，该大厦分主楼和裙楼两部分，主楼为 28 层，高 99.50 m，框架剪力墙结构，基础形式采用箱基加桩基，工程桩断面为 450 mm×450 mm，长为 29.5 m。

场地的绝对标高为 3.80 m，相对室内±0.00 m 为－0.80 m，主楼基坑底标高为－9.40m，裙楼的基坑底面标高为－6.10 m。该建筑物由某建筑设计院设计，某基础公司负责打桩，某市第一建筑公司总承包结构施工。

在基坑开挖过程中以及开挖后，发现主楼深基坑的钢筋混凝土支撑断裂，深基坑与浅基坑结合部的高挡墙和坑内的矮挡墙坍塌，以及大量工程桩发生位移。现对该工程出现的问题进行分析讨论。

2. 地质概况

根据地质勘察报告，各层土的物理力学性质指标如表 2-16 所示。

表 2-16　　土层物理力学性质指标参数表

土层编号	土层名称	厚度/m	重度 γ/(kN/m³)	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 φ/(°)
①	填土	0.50	—	—	
②	黏土	1.50	18.5	18.0	14.5
③	淤泥质黏土夹淤泥质粉质黏土	5.00	17.5	10.0	14.1
④	淤泥质黏土	>7.00	18.1	10.0	10.0

3. 基坑围护结构

该大厦基坑围护结构在东西方向的纵剖面详见图 2-42，其平面形状见图 2-43。

在主楼基坑的 3 个面，采用 ϕ800 钢筋混凝土灌注桩作为围护结构，桩顶标高在地面下 3.3 m 处（即－4.10 m），桩底标高在－22.10 m 处，墙后用水泥搅拌桩止水，墙前被动

区采用注浆加固，加固范围为 6 m，深 3.0 m。墙顶至地面采用 1∶1.5 放坡，采用一道钢筋混凝土支撑，其标高在－4.10 m 处。

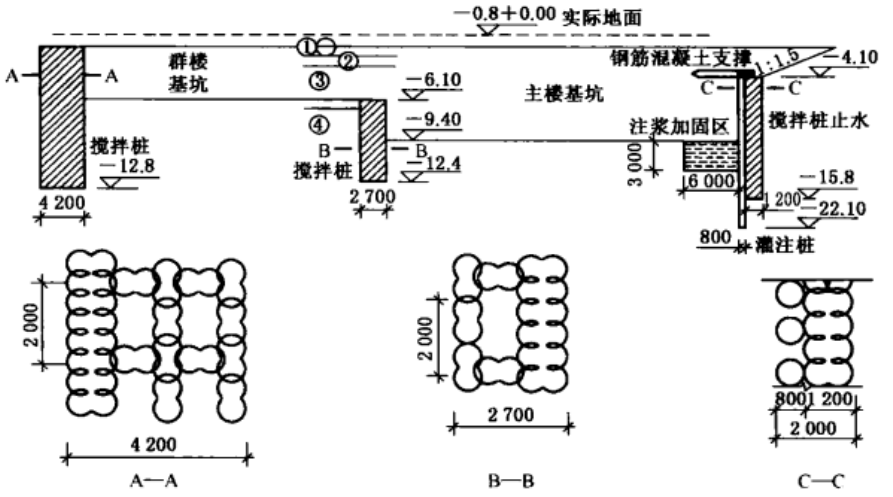


图 2-42　基坑围护结构剖面图

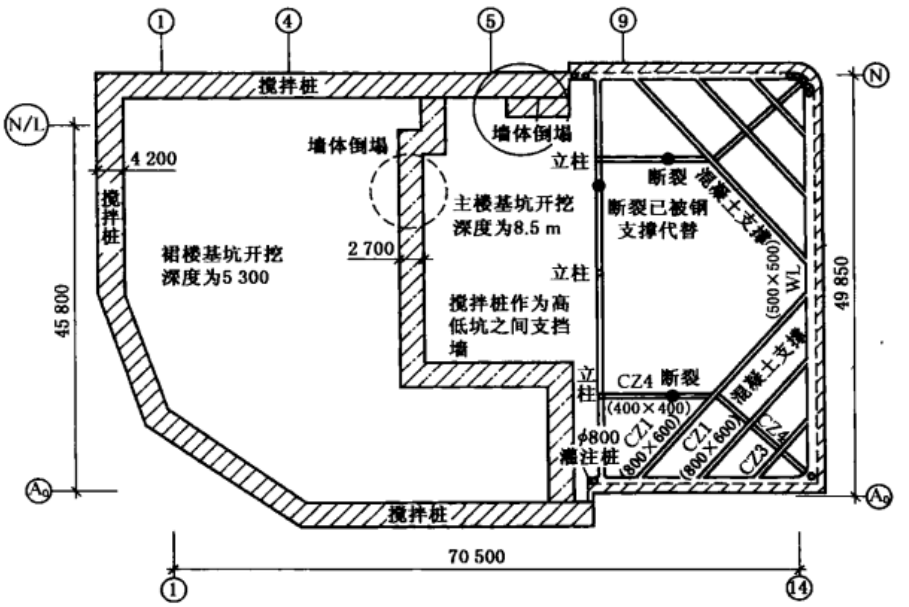


图 2-43　基坑平面图

在裙楼基坑的 3 个面，采用宽 4.2 m 深为 12 m 的水泥搅拌桩作为围护结构，自立式无支撑。

在裙楼与主楼交界的结合部，高低差为 3.3 m，采用宽为 2.7 m，长为 64 m 的矮挡墙作为挡土结构。

4. 基坑工程局部损坏的情况

该大厦基坑工程损坏情况可分为四部分。

(1) 钢筋混凝土支撑断裂；坑底混凝土垫层隆起，发生许多裂缝。

（2）位于主楼深基坑段的水泥搅拌桩墙体倒塌。

（3）主楼与裙楼交界的结合部的矮挡墙倒塌，墙顶前倾，向东位移 2.90 m。

（4）主楼和裙房的大量工程桩发生位移。位移方向自西向东，最大位移在结合部的两侧，见图 2-44。轴线⑤附近的裙楼桩，向东位移最大达 3.75 m，轴线⑥附近的主楼桩，向东最大位移达 2.56 m。在现场可以清楚地看到：出露的桩顶向东倾斜最大倾角达 20°左右。根据第三航务局科研所对 75 根工程桩进行小应变测试的结果，其中，有 19 根桩有问题，即占工程桩总数的 25.3%。

主楼的钢筋混凝土支撑断裂后，用 ϕ609 mm钢管支撑代替，位移情况详见图2-45。由于搅拌桩体的位移，使得基坑的地面裂缝波及至纬七路，路面与侧石之间裂缝达 4 cm。

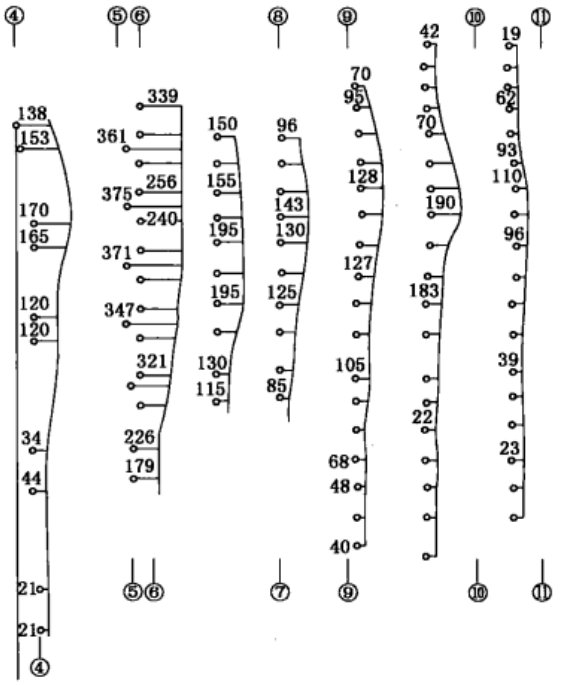
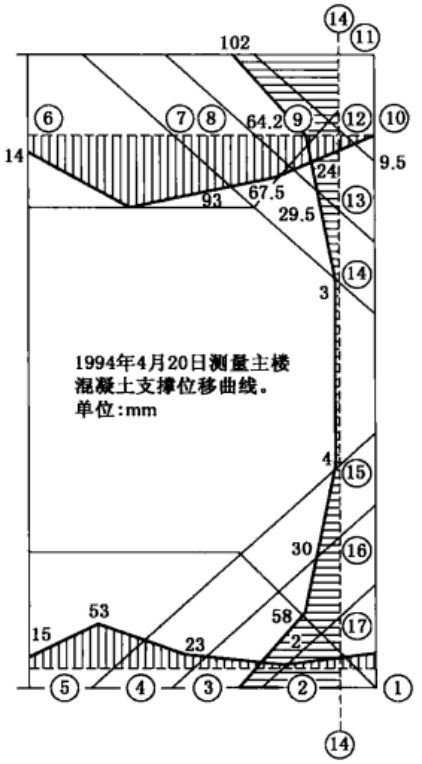


图 2-44　桩的位移及方向（单位：cm）



主楼钢筋混凝土支撑位移表（1994 年）　　mm

日期 / 点号	3.4	3.7	3.12	3.14	3.18	3.22	3.24	3.26	3.30	4.2
①	2	4	11	11	14	17	21	23	25	27
②	2.1	4	14	2	3	3	5	0	0	2
③	17	2	15	18	26	28	30	27	25	23
④	1.7	2	32	38	56	54	55	54	52	53
⑤	14	22	—	—	—	—	3	10	12	15
⑥	15	22	—	—	—	12	15	15	16	14
⑦	20	23	51	51	77	90	90	93	95	93
⑧	18	20	37	40	56	66	70	61	67.5	67.5
⑨	9	10	17	20	24	29	30	27	25	34
⑩	0	—	—	—	2	—	5	7	8	9.5
⑪	20	23	40	45	76	91	95	98	101	102
⑫	10	13	22	21	45	56	68	66	64	64.2
⑬	9	12	7	8	18	26	35	34	31	29.5
⑭	2	3	1	4	2	2	10	6	5	3
⑮	4	5	—	—	—	4	10	7	5	4
⑯	8	9	19	10	26	30	35	33	32	30
⑰	7	8	30	35	46	53	50	51	58	58
⑱	7	11	41	17	64	73	80	82	82	82

图 2-45　钢筋混凝土支撑的位移

5. 造成本基坑工程局部损坏的原因分析

(1) 本工程主楼的深基采用灌注桩加钢筋混凝土支撑，裙楼的浅基坑采用水泥搅拌桩自立式围护结构。但是，在深基坑与浅基坑的结合部位连接薄弱，这样，安全系数偏低是造成局部破坏的一个原因。

(2) 深基坑的钢筋混凝土支撑杆件布置不合理，结合部局部损坏，侧向位移增加是造成连系杆和对撑断裂的重要原因。

(3) 深基坑和浅基坑之间结合部矮墙的受力条件复杂，以及墙前挤土应力的释放等因素所产生的影响，目前科学水平尚不能提供充分的设计数据，今后应予继续研究。

(4) 主楼的工程桩密度太大，特别是墙前补预制桩太多，增加了挤压力，促使矮挡墙倾覆。

(5) 地质条件复杂，浅层暗浜密布，基坑底土为流动性和高塑性土是造成基坑底不稳定的重要因素。

(6) 如果挖土流水的出土坡道设在北侧或南侧中部，可减少桩的侧向位移。

2.2.8 杭州市某地下停车车库围护桩倾斜事故分析

1. 工程概况

杭州某地下停车库，基坑平面尺寸为 125 m×75 m，挖深 6.5 m。围护采用悬臂的 ϕ800 mm 钻孔灌注桩，桩长 15 m，桩间距@1 000 mm，由某大学设计。据勘探，该工程围护桩长范围内均为淤泥土，流塑，高压缩性。由于土质很差，挖掘机在上行走较困难，故土方用挖掘机自北向南一次挖到板底，当土方开挖近 1/4 时，引起杭大路一侧的围护桩明显倾斜，压顶梁最大侧向位移达 230 mm，最大沉降量 80 mm。为控制险情，施工单位立即对基坑内侧进行回填，位移没有进一步发展。

2. 事故分析

根据该工程的土质情况，挖土深度和围护设计等多方面进行综合分析，出现险情的原因主要在该土质太差，围护桩均插在流塑状的淤泥土中，被动土压力太小，而设计中围护主要靠桩的嵌固深度来控制，造成桩顶位移过大。

3. 抢险措施

因该工程基坑平面尺寸较大，采用对撑形式来加强围护体系不仅费用很高，而且难以解决支撑长细比过大容易失稳的难题。经设计与施工等有关人员协商，最后决定将原设计的结构后浇带移向杭大路一侧，西侧靠近原有地下室部分先开挖土方，施工地下室底板。靠杭大路的围护桩边的土方先预留三角土不挖，待西半侧底板浇筑达到强度后，设斜撑加强围护(一端支在围护压顶梁上)。然后开挖土方，施工另一部分底板，待强度达到设计要求后，用毛石混凝土填充底板与围护桩间的空隙，拆除斜撑进行下一步施工。

结果表明该“中心岛式”的抢险方式是成功的，围护体系在整个施工过程中相当稳定。与加设对撑的加固方式进行比较，可以节约几十万元的费用，而且解决了支撑长细比的难题，确保施工安全。该方法的成功，为“中心岛”法施工提供了另一种用途：不仅可作为大型深基础结构施工的一种方式，也可以作为一种围护抢险措施。

2.2.9 石家庄市某大厦基坑事故分析

该工程地下 4 层，基坑东西 120 m，南北 100 m，深 20 m。地质情况如图 2-46 所示，地下水位在－36 m 处。基坑西区用 ϕ600 mm 灌注桩@1 000(中心距 1 m)，桩长 25 m，入土

5 m，混凝土强度 C25，配Ⅱ级钢筋 12Φ22，桩顶砌 370 砖墙，高 5.5 m 护墙，墙内构造柱及压顶圈梁。围护桩设 3 道锚杆，ϕ130 mm，钢筋用 2Φ30，一般压力灌浆。第一道锚杆用桩顶帽圈梁为支座，第二、第三道锚杆用槽钢与围护桩相结合。地面上堆钢筋较多，按16 kN/m^2计算。详细尺寸见图 2-46。基坑西侧 12 m 有一南北向解放前建的下水道，直径 800 mm，管道底在地表下 2.5 m，常年渗水；南侧 10 m 有地下人防通道，在地表下 7 m，常年积水并外渗；西、南部共堆放钢筋 600 t，距坑边约 5 m。

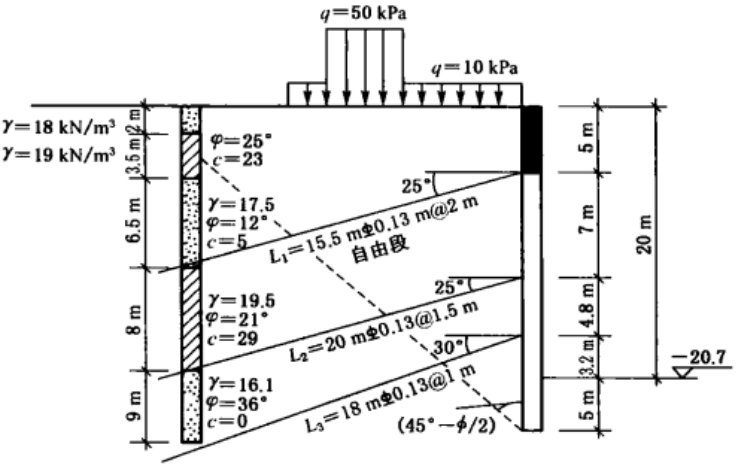


图 2-46 地质情况图

1. 事故情况介绍

1993 年 9 月 12 日，施工完西部坑底垫层后，施工管理人员发现基坑西部围护桩间成片掉土，并有渗水现象，顶部砖砌挡土墙外倾，顶部地面出现裂隙。9 月 15 日，西侧北部有部分腰梁槽钢脱落，部分锚杆螺母松动，施工人员将槽钢补焊接上，拧紧螺母，在坑顶局部挖土卸载。9 月 16 日，桩间土脱落加快，西侧北部围护桩结构倒塌，进而钢筋堆放场区围墙的土体滑动，最后，围墙至围墙外排水沟土体滑动。下水道塌陷，水大量涌入基坑，坑顶 300t 钢材及吊机等滑向坑底。倒塌外缘距坑边约 13 m，个别已塌至街道对面的围墙边，南北方向约 50 m，共折断钢筋混凝土桩 48 根。据清理现场人员介绍，围护桩折成 3 段，折点分别在第二、第三层锚杆处，折点处混凝土破碎，钢筋弯曲，第一层锚杆从土中完全拔出，第二、三层锚杆锚头拉脱，腰梁扭断裂开。

2. 事故原因分析

第一层锚杆被拔出，说明锚杆已超过其极限力而被拉出，第一层锚杆拔出时有很大的位移，使挡土桩间向坑内大尺寸地移位，但第二层锚杆的腰梁是个支点，第二层锚杆虽有位移，尚未被拔出，桩承受不了弯矩而折断。同样，在第三层锚杆支点处，桩边被折断，而腰梁也被扭断裂开。按逐层开挖，逐层支撑受力不变的计算方法，参数取加权平均值，c = 13.7 kPa，$\varphi = 23°$，$\gamma_1 = 18.7\ \text{kN/m}^3$ 计算，水平力 $R_1 = 316$ kN，$R_2 = 827$ kN，$R_3 = 395$ kN。

第一层锚杆间距 2 m，轴拉力 $T_1 = 2R_1/\cos 25° = 397$ kN(原计算值 349 kN)；第二层锚杆间距 1.5 m，轴拉力 $T_2 = 2R_2/\cos 25° = 1\,369$ kN(原计算值 914 kN)；第三层锚杆间距 1 m，轴拉力 $T_3 = 2R_3/\cos 30° = 456$ kN(同原计算值)。

按原来的取值 $K_0 = 0.6$，$c = 14$ kPa，$\varphi = 26°$，安全系数 K 为 1.2 ～ 1.4。

第一层锚杆锚固段长 $L_1 = 25.6 \sim 30$ m，而原计算值为 13～15 m，显然，原计算锚固长度不足；第二层锚杆锚固段长度 $L_2 = 32.6 \sim 38$ m，而原计算值为 22～25 m，显然也小。主筋采用 2Φ30，其设计拉力为 410 kN，小于第一层锚杆轴力 697 kN。

主要原因有以下几方面：

(1) 计算错误是主要的原因。锚杆为 2 m 一根，误算为 1 m 一根，第一层锚杆锚固段长度严重不足，主筋计算错误。

(2) 漏水导致土的物理性能变化，破坏前桩间掉土渗水。

2.2.10 唐山某大厦基坑工程事故分析

1. 工程概况

唐山某大厦地上 9 层，地下 2 层，总高度 38.0 m，框架—剪力墙结构。东邻库房7.1 m，北邻制剂楼群 6.8 m。因地势由西向东逐渐升高，基坑开挖深度为 8.66～9.66 m 不等，东侧挖深最大。基坑东、北两侧打设 I22a 的工字钢桩，桩长 10.0 m，桩距 1.0 m，入土深度 4.0 m，桩与桩之间用钢管焊接挡土。基坑布置见图 2-47 所示。

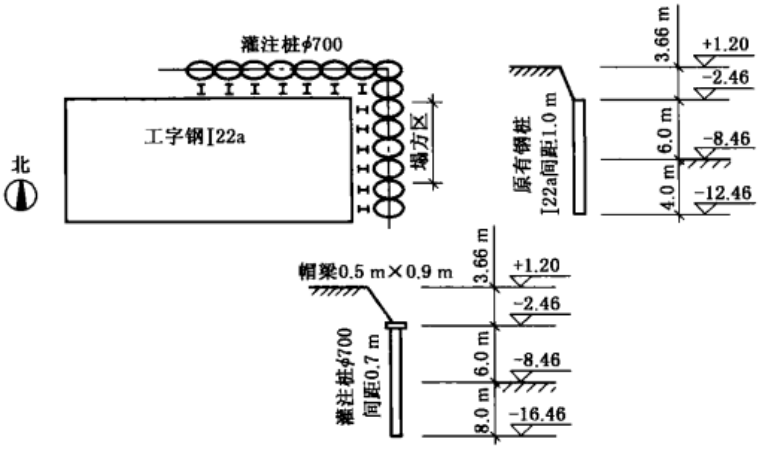


图 2-47 基坑示意图

2. 工程地质

该场地自上而下土层分布情况如下：第一层为杂填土，厚 0～0.9 m，以地震废墟为主，主要有砖头、石块、混凝土块等建筑垃圾与生活垃圾，成分极不均匀；第二层为褐黄、灰黄色粉土，含细砂，厚 1.5～4.8 m；第三层以黄、棕红色含砂黏土为主，厚 3.9～5.8 m；第四层以浅黄色细砂、中砂为主，厚 2.6～3.7 m；第五层以棕黄色、褐黄色粉质黏土、黏土、细砂为主，厚 5.0～6.0 m；第六层以浅黄色、灰黄色细砂为主，厚 4.0～5.0 m。北、东两侧土层主要物理力学指标见表 2-17。西、南两侧土性指标较其他两侧好得多。地下水主要来源为大气降水和各种管道的长期渗漏，水位为－3.7 m。

表 2-17　　土层及主要物理力学性指标

土层	土名	厚度 /m	底深 /m	含水率 w/%	塑性指数 I_p/%	液性指数 I_L/%	重度 γ/(kN/m³)	内摩擦角 φ/(°)	粘聚力 c/kPa	标贯击数 $N_{63.5}$/击	承载力标准值 f_k/kPa
1	杂填土	1.2	－1.2	–	—	–	—	—	—	—	
2	粉土	3.2	－4.4	13.6	5.7	＜0	20.3	22.0	45	11.5	140
3	黏土	4.9	－9.3	24.2	10.8	0.47	19.2	19.3	42	6.7	160
4	中砂	3.2	－12.5	23.5	—	—	20.0	13.6	0.0	23.5	274
5	粉质黏土	5.7	－18.2	25.1	5.5	0.29	21.0	17.8	30	12.2	200
6	细砂	4.5	－22.7	24.3	—	—	20.0	20.0	0.0	8.7	201

3. 基坑开挖与事故分析

基坑采用机械开挖，挖土深度为 2.8 m，东侧实际挖深 4.0 m。第一步挖土完成之后从南侧开挖，坡度为 1∶0.2，挖至坑底标高时边坡稳定，由于南侧边坡开挖的成功，继续进行东侧的开挖。由于东侧地质条件相对较差，虽然采取了临时性的支护，但是部分范围挖至坑底标高时，出现了土坡失稳，成片土体塌方涌向坑内，同时，有 10 根工字钢桩倾倒折弯，造成塌方近 200 m^3 土方。事故发生后，因及时停止了开挖并回填，没有危及邻近建筑物安全，但是工期延长了 40 d 左右。

我们将支护结构形成梁单元有限元体系，建立有限元方程，可求得支护结构沿不同深度的位移和内力。工字钢桩的最大弯矩 $M = 141.18\ kN \cdot m$，最大位移 $y = 39.74\ cm$。桩身正应力为 $\sigma = M/W = 456.89\ N/mm^2 > f = 315\ N/mm^2$。

由计算可知，桩身强度严重不足，导致钢桩折弯，支护失效，这是基坑事故发生的原因之一。此外，支护嵌固深度小，桩身刚度小，造成桩顶位移较大(39.74 cm)，也是导致钢桩破坏的另一个原因。

土坡稳定计算方法采用简化(Bishop)法。稳定分析表明，稳定安全系数为 1.2 时，才能保证边坡稳定，此时，桩尖至少达到地面以下 16.0 m 处。而实际钢桩桩端位于地面以下 13.66 m 处，稳定安全系数为 0.92，小于边坡最小稳定安全系数 1.2，因此地面以下 13.66 m 范围的土体将发生滑动，这也是导致边坡失稳的重要原因。

此外，由于钢桩间距较大，不能起到止水作用。当开挖至坑底时，大量管道渗漏水流入坑内，带走大量细粒土，造成坑外水土大量流失，形成地下空洞，土体受到扰动将失去原有的平衡而塌落，这也是导致边坡失稳的原因。

4. 事故处理

清除残土，整平场地之后，在钢桩外侧重新采用了钢筋混凝土钻孔灌注桩，直径0.7 m，桩中心距为 0.7 m，桩长 14.0 m 的柱列式支护结构，其作用是支挡土体和兼作止水帷幕。本工程稳定分析表明，桩尖至地面下 16.0 mm，稳定安全系数为 1.2，满足要求。此深度最为经济。另外，支护结构要求，按工程经验桩顶位移限制在不超过 7.0 cm 范围即可，经计算确定桩尖标高位于－16.46 m，实际桩长 14.0 m，桩顶最大位移为 6.3 cm，沿桩身弯矩图分布进行配筋，从而达到节省的目的。由于考虑到支护桩在施工钻孔中垂直度的偏差，因此，悬臂支护桩顶设置了一道尺寸为 0.5 m×0.9 m 的圈梁，使桩体连在一起协调受力。

经此处理后，效果良好。开挖坑底时，经实测桩顶最大位移为 5.6 cm，支护桩的止水效果也比较理想，只有个别处出现地下水的渗出，基坑整体也比较稳定。

2.2.11 广西柳州市某工程基坑失事原因分析

1. 概述

该工程占地面积 6 730 m^2，建筑面积约 6.5 万 m^2，由塔楼和裙楼两部分组成(见图 2-48)。

塔楼地上 32 层，建筑总高度 120 m，裙楼 6—7 层，地下 3 层，地下室基坑周长约 300 m。塔楼基坑深为 17 m；裙楼基坑深为 13 m。基础地质条件如下：杂填土埋深 0.4～4.7 m，分布于整个场地；淤泥质土埋深 0.5～3.5 m，层厚 0.4～3.6 m，分布不连续，局部呈透镜体分布；硬塑状黏土，埋深 0.4～0.5 m，层厚 0.6～17 m，硬塑状含砾黏土，埋深 0.8～16 m，层厚 3.2～20 m，分布连续；可塑状含砾黏土，埋深 15.7～27.1 m，层厚 0.7～

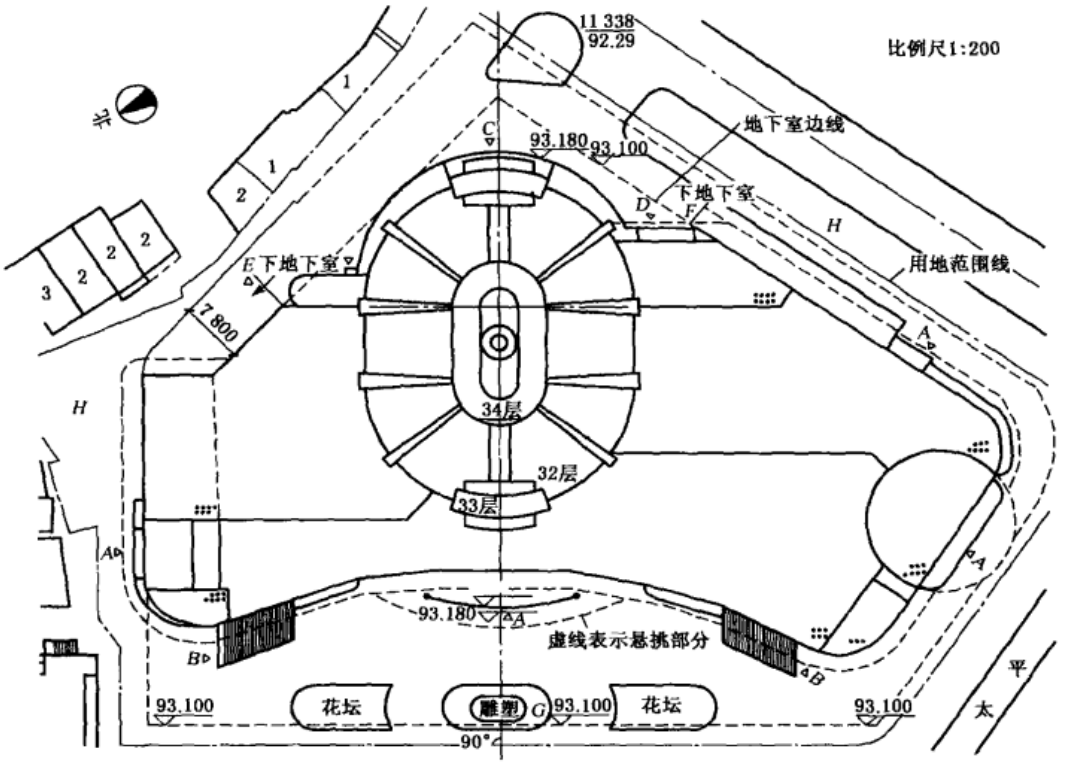


图 2-48　工程平面布置图

10.02 m；微风化灰岩，埋深 13～33.14 m，高差 20.14 m，说明基岩面起伏性大，凹凸不平，且浅层岩溶异常发育，溶洞为均匀软塑状含砾粘土所充填。土层滞水埋深 0.7～1.4 m，主要含于第 2 层淤泥质土中，无统一的地下水位，该地下水位主要接受地表坑、沟排污水及钻探施工用水渗入补给；裂隙孔洞（溶洞）水赋存于基岩裂隙，其来源主要受大气降水渗入补给，洪水期为柳江水倒灌补给。

基于上述地质条件，结合该工程属超高层建筑物，荷重大等结构特点，基础设计采用大口径人工挖孔灌注桩，单桩最大轴向力 36 000 kN，最小为 16 000 kN，塔裙楼基础底板为一整体，坑壁支护采用桩锚法，即人工挖孔灌注桩加预应力锚索结构体系，挖孔桩的桩端承载力为 10 000 kPa。

基坑东侧和北侧靠近已建二、三层民用住宅和六层建筑物，西侧紧临柳州市交通要道鱼峰路。塔楼的承载人工挖孔桩，在基坑挖深达到 12.8 m 以后，再开挖并施工承载桩。这些承载桩要穿过喀斯特溶洞。

2. 基坑支护状况

该基坑以桩锚法围护为主，在条件允许的部位局部采取放坡、堆砂袋、打角钢或钢筋钉等多种措施。当坑壁局部产生大变形时，在基坑拐角处腰梁部位用钢桁架或粗钢管支撑；在大范围产生大变形时，应急措施采用大型工字钢或其他型钢支撑，同时补打预应力锚索。

锚索以 15°角穿过腰梁，打入土体，内锚固段长 27 m，张拉段长 5 m，每根锚索承载力为 390 kN。腰梁在距挖孔桩顶 3.5 m，深处将挖孔桩衬套打通，串联并现场浇筑而成，把

常规采用的帽梁移位至距挖孔桩顶 3.5 m 部位，以改善挖孔桩受力条件，满足预应力锚索施工要求。

该工程基坑由于暴露时间太长（两年多），再加上为了打穿工程桩基础，在穿过喀斯特溶洞灰岩时放炮震动对基坑壁稳定造成的不利影响等多种因素，导致基坑壁产生大位移，民宅出现大裂缝，不得不拆除；马路产生裂缝或龟裂；人行道塌方导致交通堵塞等严重事故。

3. 工程失事原因分析

（1）基坑壁产生大变形的原因分析。设计坑壁靠挖孔桩和预应力锚索来抵抗土压产生的有害变形，但这一目的未能达到。结果导致坑周 5～20 m 范围内的东侧平房和二、三层楼房产生裂缝，缝宽达 1～4.5 cm，居民不得不全部搬迁，并将危房拆除。北侧六层楼房和附近民房出现裂缝、开裂、险象环生。

产生上述工程失事的原因主要是：设计时，没有认真进行坑壁稳定性分析，支护荷载过小，阻止不了坑壁水平位移；施工时，支护荷载未达到设计院要求。

（2）马路出现大裂缝和龟裂原因分析。坑壁大变形，牵动锚索向基坑位移。穿过基坑西侧马路，处于马路下 4～5 m 深处的锚索内锚固段的锚固力抵抗不了坑壁的位移，促使内锚固段带动周围土体向基坑移动。结果破坏了马路下面的土体原有结构，使得内锚固段周围土体拉裂，发展到马路表面，造成与基坑平行的 100 m 长的龟峰路路面出现最宽达 3 cm 的裂缝或龟裂。

造成以上这种结果的原因，同样与设计有关，即靠近马路的预应力锚固荷载满足不了抵抗坑壁变形要求。另外，锚索布置不尽合理，不宜按同一角度（15°）、同一长度布置，使之在内锚固段形成一规则拉裂面。

（3）人行道产生塌方原因分析。深基坑开挖进入关键时刻，繁华的鱼峰路人行道突然塌方，塌方面积 4 m×4 m，深 5 m，导致交通堵塞。造成这个事故的原因，一是塌方部位附近有一自来水管漏水，土体遇水变为流塑状态，甚至液化；二是这里四根挖孔桩之间土体（挖孔桩之间土体宽 30 cm）没有封闭好，造成 80 多方土体流入基坑。

2.2.12 上海市某大沟槽基坑事故分析

1. 工程概况

该沟槽埋管工程中，沟槽的开挖宽度 4.0 m，深度为 7.5 m，沟槽两侧为较密集的厂房和民房，沟槽西侧 100 m 处为黄浦江。地面以下土层依次为土层编号①填土，厚 2.0 m；②粉质黏土-粉砂，厚 3.7 m；③黏土-粉砂，厚 1.8 m；④淤泥质黏土，厚 5.5 m。沟槽开挖的支护结构采用 10.0 m 长的钢板桩，另加五道中间支撑。当开挖至－7.5 m 左右时，位于某厂北面的槽底急速隆起，部分支撑折断，钢板桩倾倒，周围地表沉降达 1.0 m 左右。为保证周围建筑物的安全，工程被迫进行回灌水、回填土，暂时停止施工。

2. 事故原因分析

该工程事故的原因，主要是因基坑底下有深厚的淤泥质土，土质较差。如果对基坑进行抗隆起稳定验算，如图 2-49 所示，以最下一层支撑点为转动点，则抗隆起稳定安全系数为

$$K = M_r / M_d$$

设 $t_1 = C_{i0}$，取不同的 x 值，可以分别算出安全系数 K。

当 $x = 3$ m 时，

$$K = (\Delta L_{ab}C_1 + \Delta L_{bc}C_2 + \Delta L_{cd}C_3) \times \frac{2}{(\sum \gamma H + q)x}$$

$$= (5.628 \times 12 + 2.23 \times 12 \times 0.4 \times 4) \times \frac{2}{2 \times 18.2 + 3.3 \times 18 \times 10} \times 7$$

$$= 0.61$$

当 $x = 7$ m 时，

$$K = (17.724 \times 12 + 1.887 \times 12 + 0.4 \times 4) \times \frac{2}{2 \times 18.2 + 3.3 \times 18 + 10} \times 7$$

$$= 0.64$$

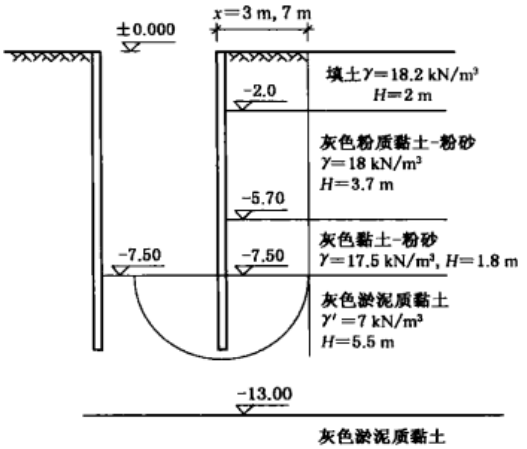


图 2-49　基坑抗隆起稳定验算剖面图

由上述的计算可以看出，安全系数 K 仅为 0.61，无法满足抗隆起要求，导致基底土失稳。

3. 事故处理

该工程由于没有满足基坑底部土体的稳定性，导致事故发生。为了防止事故的井下发生，决定采用坑底加固法，即在坑底布置 4～5 排搅拌桩，桩长 5.5 m，间距 0.8～1.1 m。由于基坑底部土体的加固，使抗隆起安全系数达到 1.7。同时，在钢板桩外 2 m 远处做一道搅拌桩防水帷幕，以减小地下水向沟槽的渗透压力。在事故严重发生的地段，为了保护附近一幢 4 层厂房的安全，在距基坑 2 m 处的厂门口设一道树根桩保护墙，桩深 15 m，桩径 20 cm，内配 4Φ20，顶部设有一道圈梁，梁宽 1.0 m，高 0.6 m，以加强桩身整体性。圈梁的两端用 ϕ40 mm 拉杆固定在 15 m 以外的锚桩台上。这样处理以后，通过现场监测，厂房前土体侧向位移减小，厂房没有产生明显的裂缝或变形。

2.2.13　某大型地下贮水池深基坑边坡支护事故处理设计及施工

“设计安全度不足”引发事故，这种情况尚不多见，教训深刻。实际上，这是事后处理设计得到的结论。当初的护壁设计就没搞。

开挖时未将 100 t 贮水池内的水抽空放净，这很不恰当。更重要的是，贮水池有无渗漏？一般都是有的，根据经验，只是程度不同而已。长期渗漏对地下土层的浸泡软化作用，其害莫大焉？此时，边壁应按软土流变破坏模式设计。

1. 概述

某酒店位于哈尔滨市繁华的中心地带。南侧与黑龙江省人大常委会隔路相望，北侧即为哈尔滨国际饭店，西侧为省展览中心。该大厦经过港方投资改造拟建成集娱乐、餐饮、住宿、商务为一体的大型酒店，改造后的酒店对消防设施的要求更加严格。为此，设计新建一大型地下消防贮水池，以保证火灾时消防供水的连续性。由于场地狭窄，为减少供水距离，将地下消防水池建于原有泵房及办公楼之间的地下。南侧一层水泵房外墙与基

坑相距 0.8 m，与北侧 2 层办公楼一层外墙相距 1.2 m，2 层通长悬挑结构为 1.5 m，投影部分已进入到基坑的边缘，“L”形短边的一侧与国际旅行社主楼相距 5 m 左右。

2. 事故情况

该地下消防水池为充分利用原有场地平面，将建一“L”形水池，总贮水量为 1 000 t，水池长度为 34.68 m，短边宽度为 9.5 m，长边为 7.3 m，地下开挖深度为－6.0 m。原设计单位仅对地下贮水池的主体结构进行了设计，未提出相邻建筑物的基坑开挖设计方案，施工单位由于对深基坑开挖的危险性估计不足，在未经设计的情况下，凭经验盲目地在基坑两侧打入了 ϕ108 mm、$\delta = 4$ mm、$L = 8$ m、间距为 200 mm 钢管护壁桩。

施工单位采用大型挖掘机，从西侧开始分层呈坡道型一次挖到基底标高，当开挖至长度的 1/3 时，发现支护桩向坑内侧位移，相邻两侧建筑物出现裂缝；并逐渐发展，建筑物有内倾迹象，若继续开挖后果将十分严重，建筑物有倒塌危险。为此施工单位立即停止开挖，连夜进行快速回填。以保证相邻建筑物的安全。经过近 4 h 的抢险施工，险情排除，变形逐渐停止。

3. 事故处理

事后经过原钢管护壁桩进行验算，发现其安全度不足，不能满足深基坑边坡开挖支护要求。且原有办公楼下 1 层地下有一小型 100 t 贮水池，地下埋深为－2.0 m，开挖时未将该水池内水抽空放净，故对原钢管桩一侧形成一定侧压力，加速了钢管桩的滑移速度，其余建筑物基础埋深为－1.8 m。

该地层地质情况如下：－0.5 m 以上为杂填土，建筑垃圾；－3.2 m 为粉质黏土，褐黄色、稍湿、中密、可塑；－12 m 为黏土，褐黄色、稍湿硬塑、密实。

经过多方案设计比较后，采用钢筋混凝土灌注桩护壁方案。桩直径为 ϕ400 mm，长度为 8 m，另外，在桩顶设封闭承台梁一道（加设预埋件），并每隔 4.2 m 设 ϕ220 mm 钢管一根，作水平支撑。为防止大型机械在成孔过程中振动过大，对已开裂建筑物再造成危害，决定采用人工土钻方法成孔，成孔后立即灌注混凝土，待桩身混凝土强度达 70%时方可开挖。由于塌方的影响，原有已开挖过的相邻建筑所在区域土质松散，为保证再次开挖时土体不会从桩间挤出，对建筑物造成二次损坏，故采用高压灌注水玻璃水泥浆液的方法对该区域松散土体进行固化处理。待化学灌浆施工处理完毕后方可进行开挖。

现施工采用分跨开挖，即先用挖掘机开挖第一跨 A—①区间土方，待挖至标高后立即把已准备好的 ϕ220 mm，$D = 10$ mm 钢管，支撑在基坑两侧承台上，并与预埋件焊牢，以此类推，逐步将所有跨度内土方挖出，以保证该基坑施工时的稳定性，并把基础变形控制在允许范围以内。上部钢管支撑待水池的底板、侧壁及隔板均已成形并达到 70%强度时拆除。然后重复使用，可节约资金。

按上述处理方案施工，工期为 2 个月，结果未对相邻建筑物造成过大危害，保证了建筑物的安全。

2.3 施工质量问题引发的工程事故实例

2.3.1 某市海洋馆基坑流砂治理

护坡桩放线失误，施工质量低劣，缺桩断桩现象严重等，最终导致该工程 30 根护坡桩

报废，不得不设法予以破除。

某市海洋馆工程存在涌水涌砂问题，地质条件不是太好，最大坑深 18.13 m，最终采用喷锚(管)网支护获得成功。现该馆已正式开放。

这是某市采用土钉支护法围护深度大于 18 m 的第一例基坑工程。关于土钉支护基坑深度的上限规定，人们采取了慎重的做法。有的规定不宜超过 12 m，有的则限制在 14 m 之内，不久前出版发行的中国工程建设标准化协会标准《基坑土钉支护技术规程》(CECS96—97)是最为大胆的了，一下提高到 18 m，而其直接的实践依据即是广州 065 工程。该工程采用喷锚(管、索)网支护作加固处理，获圆满成功。根据已建工程经验及成果，在某一阶段、某一时期对某种技术方法的应用深度给予一定限制是完全有必要的，至少它是科学技术发展长河中设定的众多航标中的一个。但是，如果把这种限制看作是一个绝对不准放行的禁区、安全不可逾越的界线，那就可能有违主编者的初衷。多少有点异化的味道了。

1. 概述

某市海洋馆位于该市动物园内，占地 6 500 m^2。该工程基坑共分四个区，同时展开施工，场地平面图如图 2-50 所示。

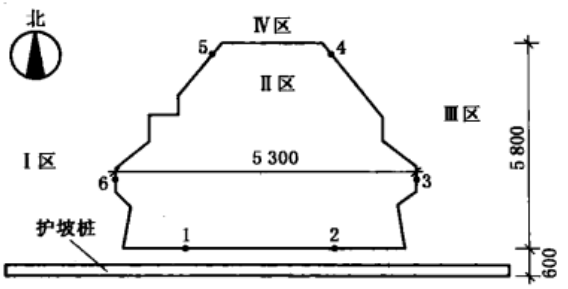


图 2-50　场地平面图

拟建场地位于残丘及斜坡地带。根据钻探揭露，场区内地层由填土、砂质粉土、砂土、黏土及基岩组成，其中遍含流砂层，干燥时直立性尚可，遇水即成流砂。土层情况如下：

(1) 填土场地内均有分布，土性以素填土为主，局部为杂填土，厚度为 0.5～1.5 m。

(2) 砂质粉土厚度为 1.4～4.00 m，平均厚度 3.98 m，土质为含砾的粉质黏土及粉土，呈可塑—硬塑状。

(3) 砂土分布广，厚度为 2.5～10.45 m，平均厚度 7.75 m，呈硬塑—流塑状。

(4) 淤泥质黏土、粉质黏土，厚度 5.45～10.50 m。

场地内主要含水层为砂质粉土、砂土层中的孔隙水及基岩裂隙水，皆属承压水。孔隙水多呈透镜体状，裂隙水呈不连续状。地下水补给主要靠大气降水，水位受地形影响明显。钻探时有个别孔出现涌水现象。边坡支护中必须对承压水给予高度重视。地下水对混凝土无结晶性侵蚀。

2. 原护壁桩破除原因

在该工程东西两侧及基底原设计并施工了 30 根护坡桩和部分基础桩，由于施工质量低劣，放线偏位 20～60 cm，缺桩、断桩现象普遍，桩入土深度远不符合规范要求，达不到挡土护壁和承载目的。加之工程扩建，设计变更，遂将上述护坡桩和基础桩大部分予以清除，并经过多次可行性论证，决定采用喷锚网支护方案对该工程进行加固和支护。

3. 喷锚网支护方案设计

海洋馆表演池及海洋剧场东、西、南三侧边坡，距地下结构外线的距离设计为 1.5 m，其中 1.0 m 为预留后续施工操作空间，0.5 m 为喷护面平整度误差；北侧边坡距地下结构外线 3.0 m，四侧边坡均直立开挖。

表演池及海洋剧场南侧边坡外 6 m 处土体上部，设置两排预应力锚杆：第一排杆体总长 22 m，自由段长度 6 m，锚固段长度 16 m，设计抗拔力 300 kN，施加 100 kN 预应力。杆体采用 ϕ40 mm 螺纹钢，腰梁用 2[25a 槽钢制作。第二排杆体总长 25 m，自由段长度6 m，锚固段长度 19 m，设计抗拔力 300 kN，施加 100 kN 预应力，杆体材料规格同第一排，以下设六排普通砂浆锚杆，长度 15 m。在接近基坑底部再设置一排预应力锚杆，长度15 m，设计抗拔力 100 kN，施加 50 kN 预应力，杆体用 ϕ25 mm 螺纹钢制成，腰梁用两根 ϕ25 mm 螺纹钢与锚杆头成“#”字压紧后喷射混凝土。最后一排锚杆为 6 m 普通砂浆锚杆。在坡脚处竖向打入一排 3 m 长超前支护花管，压注水泥浆，起到抗管涌及抗浮作用(图 2-51)。

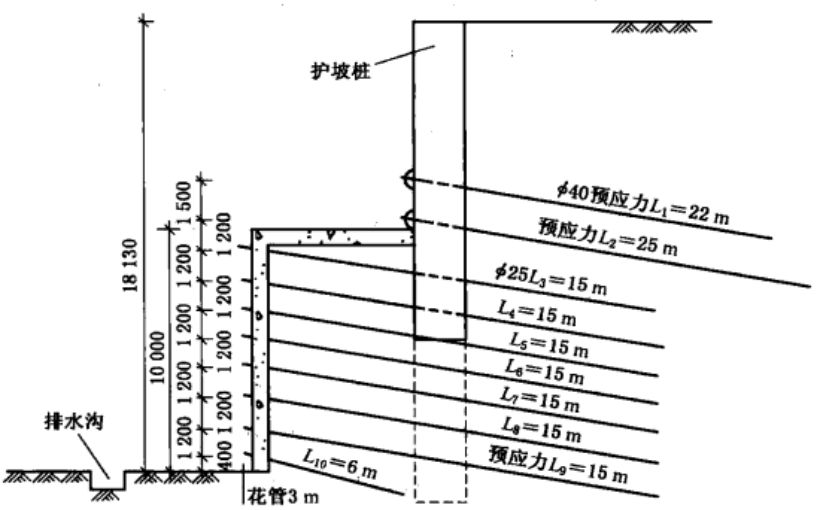


图 2-51 南边坡锚杆支护断面

东、西两侧边坡，在破除护坡桩后直接用喷锚网支护，并采取有效导水、堵水及超前支护等措施，以保证边坡稳定。

破桩采用机械风炮法，以防止砂土振动液化。并把桩分为 3 m 一段，进行多次破除。在破桩前，用超前锚管对桩壁后压浆，对土体进行硬化改良。

4. 施工工艺及注意事项

某市海洋馆工程基坑支护施工，原则上按设计方案要求进行，但可根据监测结果修改方案。

喷锚网支护工程施工工序为土方开挖→修坡→喷首层混凝土→成孔制锚→装锚注浆→编钢筋网焊加强筋→喷面层混凝土。

对承压水的综合治理喷锚网支护工程中对水治理的恰当与否，是边坡治理成败的关键。在对勘察钻探压力水外涌现象作具体分析后，对水的治理采取了以下措施：

(1) 用 DG40 钢管制成花管，在基坑开挖垂直打入距边坡线 1.0 m 位置。洗管后，超压注浆，起止水帷幕作用，并可作为喷锚网支护体系的一部分。

(2) 在开挖中遇到流砂层时，必须浅挖、跳挖，并将成型钢筋网用摩擦锚杆钉实在边坡上，先敷喷一层混凝土止水，待土层稳定后再按照正常工序进行喷锚网支护。

(3) 在锚杆间距内设置多道泄水孔，孔内加滤网，防止泥砂流出。在下层锚杆成型后，注浆封堵上排泄水孔，留少数孔流水，以减轻边坡压力。

(4) 遇到流砂不易成孔时，用花管代替普通锚杆，先作排水管用，并在下排锚杆，施工完成后压浆，其抗拔力不小于所替代的普通砂浆锚杆。

由于采取以上防水措施，钢材、水泥及防水材料用量大为增加，但保证了施工顺利进行。

预应力锚杆钻孔施工在含有流砂层的地段成孔较难，尤其存在承压水的地段更易塌孔。在预应力锚杆成孔时，要求孔径大、钻孔深、抗拔力值高，更需要保证成孔质量。施工时，先喷射一层混凝土止水，钉上成型钢筋网，在需成孔的上排设置一排泄水孔，然后用锚杆钻成孔；一般土质采用泥浆护壁成孔，必要时用套管护壁成孔。这些措施，保证了整个工程的锚孔质量，张拉与施加预应力均达到或都超出设计要求。

监测分析在施工前后及施工过程中，对支护本身或对象的动态变化进行监测，并把这种信息或情报通过修改或调整设计再反馈到施工过程，做出安全性评估，必要时采取适当的临时支护措施，以确保边坡的稳定与安全。

该工程最深 18.13 m，临空面较高；地下水丰富又属承压水；其中遍含流砂层，钻探时，就有个别孔有涌水现象；该基坑又被 3 个施工区及一残丘围在中间，对喷锚网支护是一重大检验，监测就显得十分重要。边坡监测设置 6 个监测点，在土方开挖前后定期观察边坡位移，以便及时掌握边坡稳定状况及对周围建筑物有无影响。监测仪器为收敛计和经纬仪等。

监测结果表明，每下挖一层，边坡均有一定位移，该层锚杆施工完毕，位移即趋于稳定。基坑最大位移为 4 cm，对周围建筑物及正在施工的其他区域影响甚微。

海洋馆基坑边坡护壁工程于 1996 年 2 月进场，于 1996 年 6 月顺利竣工，现海洋馆已建成对外开放。整个施工期间及其后经历了台风、暴雨及后期施工单位的机械、车辆碾压、材料堆放的考验，地下处于安全稳定状态。根据施工期间及其后所取得的监测数据来看，设计与施工均达到了预期目的。

2.3.2 湖南某商贸大厦深基坑护坡险情及处理

1. 概述

湖南某商贸大厦位于长沙“五一”广场东南角，东侧与省供销社办公大楼及多幢高层建筑(最高 18 层)相邻，相距 3.4～18 m。南侧为民房，相距 1.5～4 m，高 2～3 层，有些没有基础，年久失修，墙面多处开裂，已属危房。这些基坑西侧紧邻百年老街黄兴路。北侧与交通干道“五一”路搭界。

该大厦由一高层写字楼及多层商场组成，主楼 29 层，高 101 m，裙楼 5 层，高 24 m，主楼、裙楼均设地下室 3 层。基坑周长 401 m，护壁面积 5 077 m^2，基坑开挖深度 12.5 m。

建筑场地属湘江Ⅱ级阶地，地势平坦。地表层系全新世人工填土，部分为淤泥质土，其下是第四纪中更新河相冲积层。地层上层滞水富存于填土层中，局部暗埋井、沟处水量较大，受大气降水及生活用水补给；地下水埋深 1～2 m；承压性潜水富存于圆砾中，稳定水位埋深 8.6～11.7 m，水量丰富，渗透系数约为 13～20 m/d。各土层主要地质描述等见表 2-18。

该大厦基坑边壁采用喷锚网支护。第一、第二排用 ϕ48 mm 锚管注浆加固，其余用 ϕ25 mm 及 ϕ28 mm 锚杆支护。锚杆间距 1.5 m×1.5 m，梅花形布置。坑底四周坡脚处打

入 ϕ48 mm 锚管并高压注浆，起加固和隔水作用。钢筋网采用 ϕ8@250 mm×250 mm 方网，加强钢筋用螺纹钢筋 ϕ16 mm。

表 2-18　　地层主要特征描述

分层编号	土层名称	地层描述	密度	层厚/m
①	杂填土	黏土混合砖块，混凝土块、碎石组成，稍湿	稍密	2.8～6.2
②	淤泥质土	有机杂质，湿	软塑	1.7
③	粉质黏土	褐黄—棕黄—褐红色，含灰白高岭土网状条纹，稍湿	硬塑	5.3～7.9
④	粉质黏土	黄—黄红色，含灰白色高岭土，多量，含粉细砂，下部含水量增大	软—软可塑	1.7～3.7
⑤	圆砾	黄色，中密，饱和，含泥量 20%，卵石含量 20%～40%，上部粉细砂量多	密	4.1～6.1

2. 南壁中部护坡处理

第二排锚杆施工完毕，发现南边坡中部幅员不足，最大处欠挖 1.5 m。下部不恢复到原设计位置，则后续施工无法进行。于是决定修改原设计，在南侧中部 17 m 范围内，从－5 m 起量向里侧掏挖成圆弧形护坡，护坡高度 6.5 m(图 2-52)。为确保边坡安全，采取了三项措施：在护坡上方第一、第二排锚杆之间增加一排锚杆；把护坡上方第四排锚杆改为预应力锚杆；增大注浆量和延长稳压时间。这些措施增大了锚杆的抗拔力，改善了整个喷锚网的受力状态，使护坡上方土体整体性得以提高，从而有效地控制了边坡变形，保证了边坡的稳定。

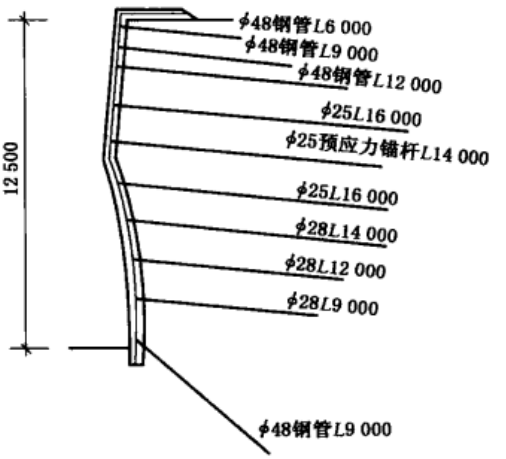


图 2-52　南侧边坡反坡段锚杆布置

造成护坡开挖支护的原因主要是施工放线出了问题。

3. 东壁中部护坡处理和险情原因

由于相邻发电机房及民房因故未能拆迁，在不得已情况下，决定在东侧中部约－5 m以下进行护坡开挖。护坡高度约 7 m，缺幅最大处为 2.4 m。对该护坡采取了以下措施：每根锚杆加长并加密；增大注浆量并适当延长稳压时间；快速护壁，缩短土层暴露时间(图 2-53)。该处支护于 1996 年 11 月 17 日顺利完工。

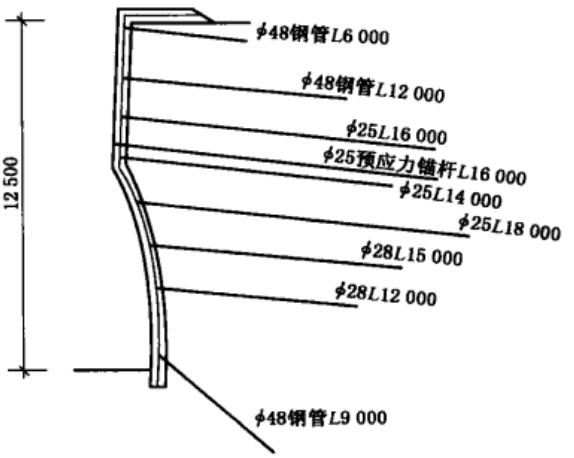


图 2-53　东侧边壁锚杆布置图

1996 年 12 月 16 日以后，本已稳定的Ⅰ的边坡出现紧急情况，坡顶侧向位移突然增大，以该处 2 号测点为例，12 月 18 日位移增

加 10 mm，且面层大面积出现浸湿，离边坡约 8 m 远的低层房屋窗台及地板有 1～5 mm 裂缝，长约 0.5～2 m。经调查，原来是仅一墙之隔的另一工地的水管断裂，无人修复，任其流淌，水大量渗入该侧边坡土层中，导致边坡变形剧增。

经采取一系列紧急措施治理，到 12 月 25 日，边坡位移已趋于稳定，险情得以防止。

4. 监测结果分析

东侧边坡变形分析坡顶 5 个侧向位移测点布置及时程曲线见图 2-54。10 月 10 日以前进行第四排锚杆施工，边坡位移不大，此后位移时程曲线出现两个增长期：第一个是 10 月中旬至 11 月中旬，10 月 15 日边坡中部挖集水井时挖出一些有价值的古竹简，随后（17 日）5 d 时间内在紧贴边坡处大面积深挖文物，未能及时支护；接着是护坡开挖阶段，边坡位移明显增大。12 月 18 日以后的 3 d 内，边坡位移急剧发展。这即是邻近工地水管断裂后，水渗入边坡土体并使之软化，土体侧向压力剧增所致。

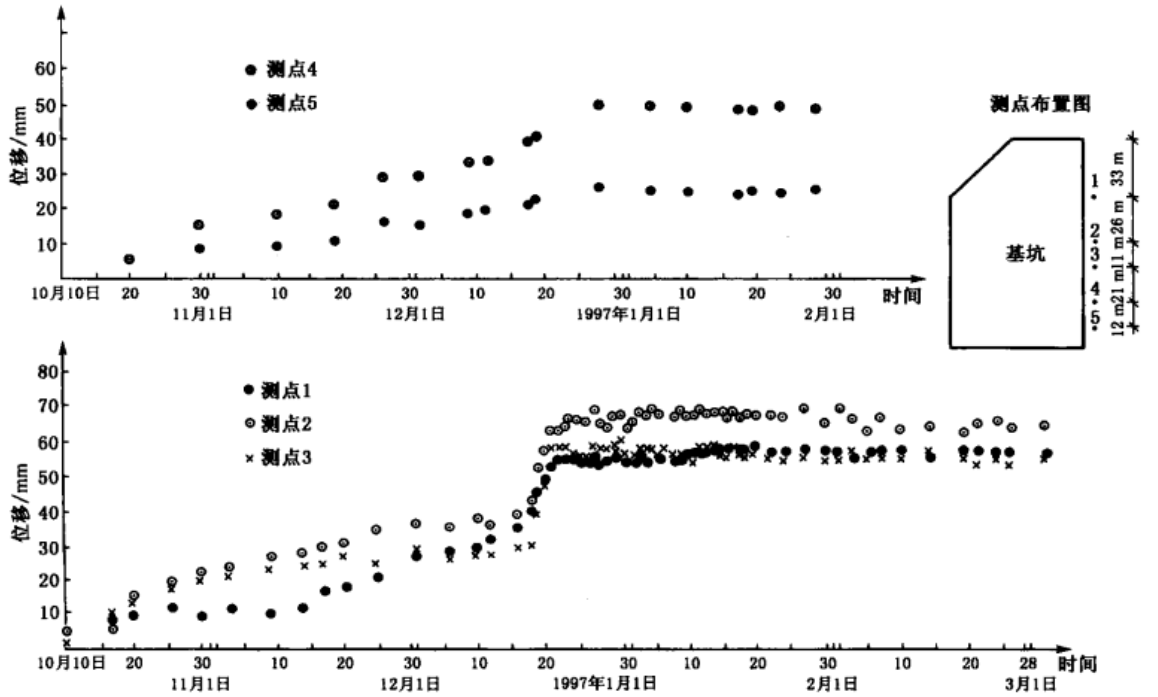


图 2-54　基坑东侧坡顶位移-时间曲线

南侧及西侧边坡变形分析基坑南侧及西侧边坡中部坡顶位移及地面沉降时程曲线见图 2-55。南侧边坡中部 10 月 17 日以前曲线变化平稳，起伏不大。10 月 18 日开始，南侧中部开挖护坡，坡顶位移及地面沉降增加较快。随着支护作业完成，喷锚网整体支护作用得以发挥，边坡变形便趋于稳定。西侧边坡中部，9 月 1 日晚，土方开挖违规作业，一次挖深达 6 m，导致地面多处出现较宽裂缝，坡顶位移较大。经过紧急处理，边坡稳定，曲线呈平直状。

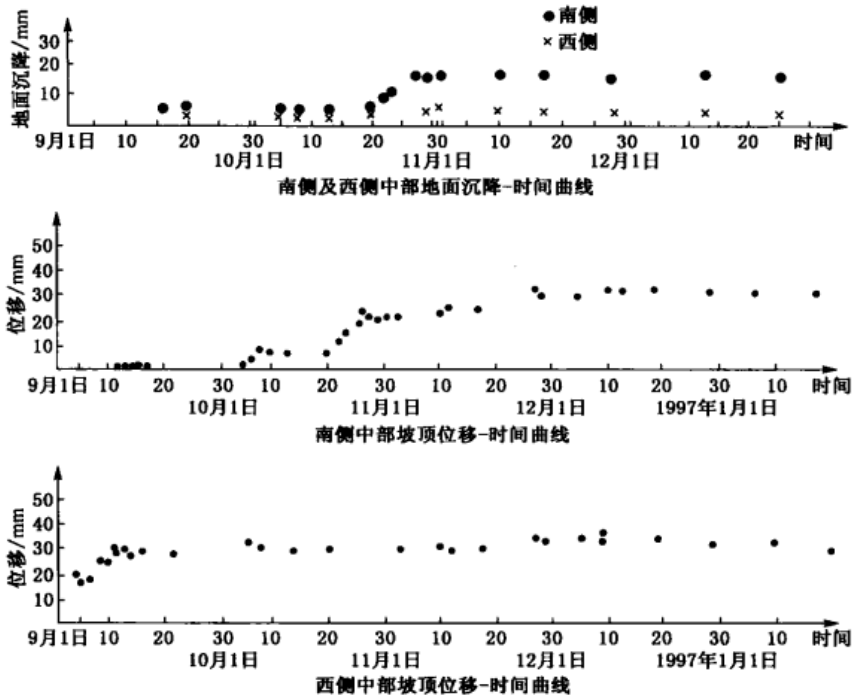


图 2-55 基坑南侧及西侧位移、地面沉降-时间曲线

2.3.3 南京市某深层搅拌桩在砂层中加固失效的实例分析

施工部门认为基坑支护是临时工程，所以，对工程质量不重视，这里叙述了工程中各种偷工减料、胡乱施工的情况。施工如此糟糕，结果出现可悲的结局，造成经济损失，又影响工程进度。

1. 概述

所盖小区是南京市目前建设规模最大的解困住房小区之一，位于赛虹桥西南部的纬七路南侧，占地面积约 20 km^2，分为 4 个组团，共布置 6—7 层住宅 70 余幢，均采用深层搅拌桩对松软地基土进行加固改良处理。至 1995 年 3 月底，搅拌桩施工全部完成，经随机抽检，1、3、4 组团静载试验复合地基强度绝大部分达到了 140 kPa，满足了设计要求，基础形式为钢筋混凝土整板基础。但是，2 组团 28 d 龄期的 8 组静载试验，全部不合格，其中，2 组复合地基承载力为 100 kPa，其余 6 组仅有 70～90 kPa，累计沉降量均为 20 cm 左右，远远达不到设计要求。

所盖小区地处长江近代冲淤积形成的低漫滩之上，地面吴淞标高 6 m 左右，沟塘发育。经勘探揭示，自然地面以下 25 m 深度范围内分为 5 层土，即

① 素填土：灰黄色、软，可塑，局部流塑，厚度 1～2 m。

②$_{-1}$层淤泥质粉质黏土：灰色，流塑，厚度 2.8～8.8 m。

②$_{-2}$粉砂：灰色，松散，厚度 2.5～12.5 m。

②$_{-3}$粉细砂：灰色，稍—中密，厚度 2.8～15.0 m。

②$_{-4}$细砂：灰色，中密，此层未穿。

各土层的主要物理力学性质指标见表 2-19。

表 2-19　　各土层物理力学性质指标

土层	w/%	γ/(kN/m³)	e	I_p	I_L	a_{1-2}/MPa⁻¹	E_s/MPa	$c_{快}$/MPa	$\varphi_{快}$/(°)	q_s/kPa	F_k/kPa
①	35	18.0	0.98	21	0.47	0.437	5.6	39.3	7.6	10	100
②$_{-1}$	37	18.4	1.04	16	1.10	0.591	4.0	16.1	15.1	14	80
②$_{-2}$	29	19.3	0.77	—	—	0.132	6.4	16.9	36.1	16	100
②$_{-3}$	29	19.2	0.80	—	—	0.109	9.8	15.0	35.9	—	140
②$_{-4}$	26	19.5	0.73	—	—	0.083	13.8	17.2	34.9	—	180

所盖小区 4 个组团处于同一个地貌单元，土层分层一致，只是土层厚度有所变化，各土层物理力学性质指标也基本相同。

场地地下水为潜水型，水位埋深约 1.0 m，经水质分析地下水对混凝土无侵蚀性。

2. 深层搅拌桩设计

所盖小区 2 组团共布置 6—7 层住宅楼 12 幢，建筑物体形均较复杂，根据场地土层条件，设计采用深层搅拌桩复合地基上的整板基础，复合地基承载力要求 140 kPa。

深层搅拌桩桩长 10～13 m，即按地质勘察报告分层要求桩端进入②$_{-3}$层稍密—中密粉细砂。桩径为 0.5 m，局部填塘沟厚层新填土部位桩径为 0.7 m。采用单头搅拌桩，四搅两喷，喷浆提升速度要求控制在 0.5 m/min 左右，喷嘴发生堵塞时应补充喷浆，确保喷浆搅拌均匀。水泥要正规厂家出产的 425 号。普通硅酸盐水泥，掺入比 15%，水灰比控制在 0.4～0.5，考虑到场区松软土层含水量大，要求掺加适量的减水剂和早强剂。为确保深层搅拌桩成桩质量，要求施工前进行室内水泥土的配合比试验，至少提供 7 d 的水泥土无侧限抗压强度。

现以 2-05 幢 7 层住宅楼为例进行分析计算。

(1) 已知±0.00 相对于绝对标高 7.65 m，基础埋深－1.75 m；要求加固后复合地基承载力 $f_{sp} \geqslant 140$ kPa；桩顶标高相当于绝对标高 6.4 m，桩径 ϕ500 mm，$a_w = 15\%$。根据地质报告，桩的有效长度为 9.0 m。

(2) 单桩承载力

$$R_k^d = \eta f_{cu,k} A_p$$

式中　η——强度折减系数，取 0.35；

$f_{cu,k}$——水泥土无侧限抗压强度，根据相邻组团水泥土试块报告取 $f_{cu,k} =$ 2 000 kPa。

$$R_k^d = 0.35 \times 2\,000 \times \frac{\pi \times 0.5^2}{4}\ \text{kN} = 137\ \text{kN}$$

$$R_k^d = U_p \sum q_{si} l_i + a A_p f_k$$

式中，α 为桩端地基土承载力折减系数，取 0.5。

$$R_k^d = 0.5\pi(10 \times 3.2 + 14 \times 5.8)\ \text{kN} + 0.5 \times \frac{\pi \times 0.5^2}{4} \times 140\ \text{kN}$$

$$= 191.6\ \text{kN}$$

取小值进行计算。

(3) 置换率

$$m = \frac{f_{sp} - \beta f_{s,k}}{\dfrac{R_k^d}{A_p} - \beta f_{s,k}}$$

式中，β 为桩间土承载力折减系数，取 0.4。

则
$$m=\frac{140-0.4\times 80}{137}=\frac{0.196-0.4\times 80}{}=0.161$$

实际布桩时，取间距 1.1 m×1.1 m，

则
$$m'=\frac{0.196}{1.1\times 1.1}=0.162>m$$

3. 静载荷试验结果对比分析

为检验复合地基承载力能否满足 140 kPa 的设计要求，对龄期 28 d 后 2 组团深层搅拌桩进行了 8 组复合地基静载试验，其复合地基承载力绝大部分小于 100 kPa，至少半数以上的试验结果低于原地基土层（②$_{-1}$及②$_{-2}$承载力），见表 2-20 至表 2-22。

表 2-20　　静载荷试验结果对比分析

组团	桩径/mm	桩长/m	水泥掺量/%	施工时期	试验时期
2-05	500	10	15	1995-01-11	1995-02-24
4-09	500	12	15	1995-01-09	1995-02-06

表 2-21　　2-05 幢试验结果

序号	荷载/kN	历时/h		沉降量/mm	
		本级	累计	本级	累计
1	190	2	2	1.91	1.91
2	320	2	4	5.34	7.25
3	450	2	6	18.04	25.29
4	580	2.5	8.5	34.20	59.49
5	710	4	12.5	54.10	113.59
6	840	1.5	14.0	108.65	222.24
7	580	1.5	15.5	0.15	222.38
8	320	1.5	17.0	−2.36	220.03
9	0	1.5	18.5	−7.10	212.93

表 2-22　　4-09 幢试验结果

序号	荷载/kN	历时/h		沉降量/mm	
		本级	累计	本级	累计
2	320	2	4	3.75	5.31
3	450	2	6	4.30	9.61
4	580	2	8	4.94	14.55
5	710	2.5	10.5	6.22	20.77
6	840	2.5	13	5.23	26.00
7	970	3	16	6.76	32.76
8	1 100	2	18	3.56	36.32
9	1 230	2.5	20.5	8.31	44.63
10	1 360	2	22.5	7.54	52.17
11	970	1.5	24	−4.96	47.21
12	580	1.5	25.5	−2.21	45.00
13	0	1.5	27	−4.40	40.60

与2组团毗邻的4组同样采用深层搅拌桩加固，建筑物层高、体形、搅拌桩水泥掺量、置换率皆相同，在其9幢住宅场地的13组复合地基静载荷试验中，有12组复合地基承载力大于140 kPa。现分别取这两个组团中的1组试验进行对比分析，所作试验为4桩复合地基静载荷载试验，试验方法为慢速维持荷载法，根据置换率 $m=16.2\%$，换算得载荷板面积4.84 m^2。

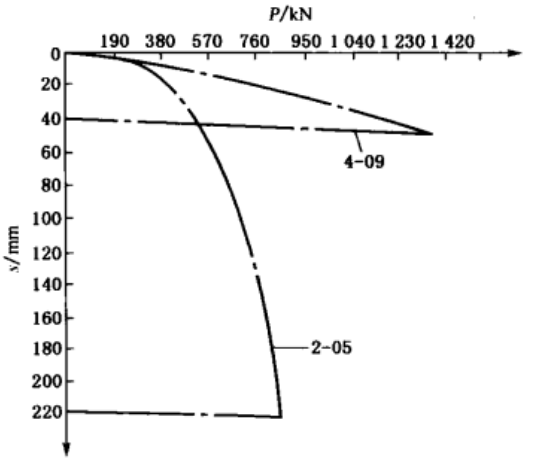


图2-56　复合地基静载荷试验 P-s 曲线

2-05幢试验加载至840 kN时沉降量急剧增大，桩顶总沉降量已超过板宽的10%，终止加载，按 $s/d=0.004$ 对应的荷载取值，复合地基承载基本值为85 kPa；4-09幢试验最终加载至1 360 kN，稳定后分级卸载至0，$s/d=0.004$ 对应的荷载值为148 kPa。

从图2-56中明显看出，2-05幢桩比4-09幢差了很多。

4. 失效原因

1）施工质量

在复合地基静载荷试验结果不合格的情况下，现场钻探抽芯试验显示，搅拌桩0～3.5 m成桩良好，3.5～6.0 m桩体固化不良，呈软塑状，6 m以下为粉细砂，基本无水泥颗粒，很显然桩长没打到位，水泥掺量也明显不足。同时从打过桩的现场来看，桩体下陷0.5～1.0 m，局部地面下陷15 cm。由于在加固范围内主要为粉细砂，搅拌过后，砂层密实度提高，发生下陷是正常的，但喷浆后地面应基本复原。如果仍下陷0.5～1.0 m，则也说明水泥掺量很少。由此可见，该工程存在严重偷工减料现象。

2）地质条件

2组团地势低洼，沟塘淤泥存积较多，在填方过程中，由于管理不良，片面强调进度，对填塘处理没有按顺序、按方向逐段进行，清淤不彻底，况且填方为虚土，未经辗压，因此，场地内到处存在挤淤区。挤淤区内土层强度很低，对搅拌桩不能形成侧向约束。再加上施工队伍素质低下，水泥掺量很低，桩身强度得不到保证，出现问题是必然的。

3）施工工艺

施工机具是单头搅拌桩，现场施工方法是钻进喷浆，在首次钻进时，土体未被切碎，浆液不能充分地与土体搅拌，大多沿钻杆壁冒出地面，因而地表面浮浆很多，在水泥掺量本已不足的情况下又损失了很大一部分。更有甚者，在钻进时为防止喷嘴堵塞竟然带水钻进，这对于原本就很差的土层来说，无疑是雪上加霜。按要求施工时喷浆提升速度在0.5 m/min左右，但施工单位为求进度常使喷浆钻进速度大于1 m/min，以致水泥浆不能充分掺入土层中，桩径得不到保证，复搅次数不够，桩身质量很差。此外，施工时未按设计要求添加适量早强剂和减水剂。

2.3.4　成都某工程深基坑边壁坍方处理

这是又一起采用岩土深基坑喷锚网支护法失事，而后用同法处理成功的例子。

锚杆无一拔出，而坑壁坍塌，这表明外锚固段显然未处理好。喷层与锚杆是两张皮，喷层的大垫板效应未能发挥出来，“危机”消除不了。

1. 概述

该工程位于成都市武侯区境内。第四期工程由两幢主楼组成，占地近8 000 m^2，楼高地面以上 27 层、地下 2 层，基坑长 150 m，宽 40 m，深 8 m。

开挖地层上部为杂填土和黏土，厚度约 4 m，下部为卵石层，粒径多在 10 cm 以下，滚圆度中等，厚度大于 10 m，中等密实，胶结差。地下水距地表 3.5 m 左右，施工期间采用井点法实施局部降水。由于邻近的住宅区上、下水管线破损，以及紧靠基坑边壁的泄洪渠漏水，致使东西两侧边壁有数十处长期淌水。深坑南临公路，北接高楼，东依便道，西靠水渠，环境条件较差。

基坑边壁约 2/5 为台阶式开挖，其余为直立开挖。直立开挖部分采用喷锚网护壁。土层中使用砂浆锚杆，卵石层中使用钢筋法注浆锚杆，锚杆平均长度约 9 m，金属网采用 ϕ6.5 mm 钢筋，网眼 25 cm×25 cm，喷层厚度 10 cm，锚杆与钢筋网之间采用加强筋焊接。

2. 事故及其原因

基坑开挖于 1994 年 11 月初，12 月底完成。12 月 28 日下午，随着一声巨响，深坑东侧边壁中部突然坍塌，造成施工运输道路中断，并危及临近的高级住宅区。

坍塌区的平均长度约 20 m，最大宽度 3 m，深度约 8.5 m，坍方量 290 m^3 左右（见图2-57）。坍方区两端的延伸裂缝呈对称分布，缝长约 20 m，宽 2 cm，且愈近坍方区裂缝愈宽；随后的观测表明该裂缝仍在发展，29 日测量时，最大缝宽已达 3 cm。破坏面往后 3 m 处还有一条长 60 余 m，宽 1.5 cm 的裂缝。此外，距地表约3 m 处，平行于坍区纵剖面、埋深达 3 m 的水管外露，且多处折断。

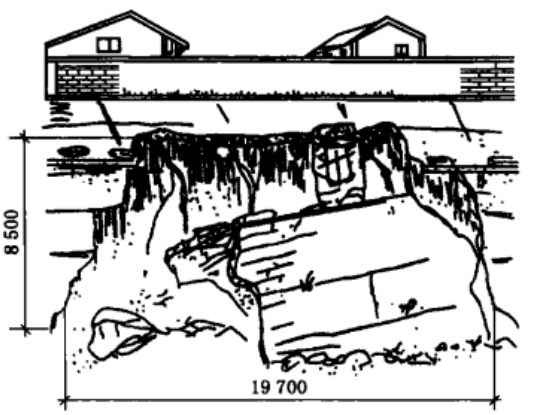


图 2-57 边壁坍方图

坍塌体几乎是整体下滑的，破坏面上擦痕明显。支护体系的破坏特征是：焊接在锚杆端部的加强筋脱落，但锚杆无一拔出，锚杆的暴露部分浆体饱满，折弯后顺着擦痕方向紧贴在破坏面上。喷层除出现几处折皱和少量碎裂外，其余基本完整。

现场调查分析表明，造成坍方的主要原因有以下几个方面：①地质因素，上面提到的外露水管是新近埋设的雨水管，此次坍方的破裂面即是沿着这条水管沟槽生成的；②水的影响，临近的化粪池和雨水管的渗漏水部分滞留在水管沟槽的回填土中，给破裂面的发育提供了良好的条件；③一次开挖深度过大，且支护不及时；④锚杆数量偏少，又未加垫板。在这些原因当中，地质因素和水的作用又是最关键的。

3. 坍方处理

坍方当天，迅速转移了堆放在坍区附近的近百吨钢材，拆掉了邻近的塔式起重机，并对坍方影响区域和裂缝延展范围进行了详细调查。在调查研究的基础上拟定了综合治理

方案。其步骤为：首先截断水源、疏排积水和渗漏水；接着封闭和加固暴露的破坏面；进而处理坍塌区和开裂区；最后，按原状恢复基坑边壁和施工便道。

对破坏面的封闭和加固是作为一种应急措施，加固的重点是破坏面的两侧，具体做法是，在破坏面两侧向下打入一排长度 2 m 左右的钢管或 ϕ28 mm 螺纹钢筋，垂直破坏面则打入少量短锚杆，其余部分仅打入一些短钢筋头。整个破坏面上铺设钢筋网，并用加强筋将网片固定在原先施作的长锚杆和后打入的短锚杆上，加强筋和锚杆之间采用焊接。然后喷射混凝土，喷层厚度约 5 cm。

图 2-58 和图 2-59 是坍方区的加固图。它是以长锚杆和钢管锚杆为骨干，辅以竖向钢管桩-铁丝网和钢筋网-加筋-喷混凝土的联合加固方案。

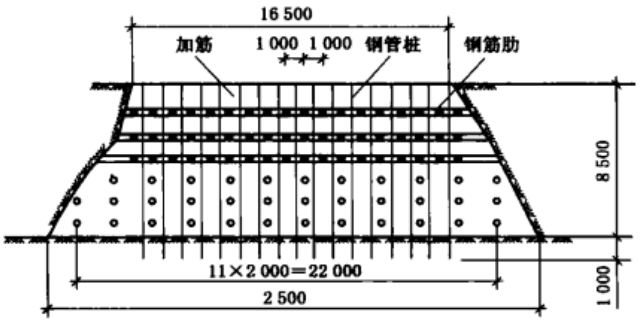


图 2-58　锚杆和钢管桩平面布置图

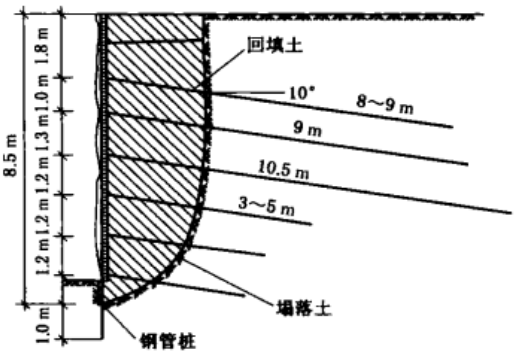


图 2-59　锚杆和钢管桩剖面布置图

长锚杆共计安装 45 根，间距约 1 m，排距分别为 1.0 m 和 1.3 m；锚固段长 6～9 m。非锚固段长 1.5～2.5 m。杆体材料为 ϕ28 mm 螺纹钢筋，外锚端焊接一段螺杆，垫板压在钢管的筋肋上，通过紧固螺母施加预应力。兼作排水用的空心锚杆由排水段、砂浆锚固段、非锚固段和外锚段组成，杆体材料采用外径 50.5 mm，壁厚 3.5 mm 的普通钢管。

钢管桩共 25 根，间距约 1 m，长度均为 5 m 左右，嵌入基坑底面以下 1 m。杆体亦采用外径 50.5 mm 普通管材，桩端焊有圆锥形导向头。施工时，平行基坑边壁在坍塌体上垂直向下打入，施工机械采用冲击式钢管锚杆机。

在钢管桩上接长钢管至地表，然后在这排钢管上按三排锚杆的对应位置焊接筋肋，并在其内侧铺设铁丝网，由此组成挡土墙的“面板”。钢管上的钢筋肋带既是锚杆的传力结构，又是挡墙“面板”的加强筋。施工过程中，通过调节锚杆螺母，可以使这种轻型挡墙的“面板”十分平整，而且，可准确地获得所需要的倾斜度。

钢管桩距设计边壁约 15 cm（预留喷层厚度）。当挡墙的“面板”与锚杆连接好之后，即沿钢管桩外侧开挖坍方堆积土体，并将挖取的土体直接往塌空区（挡墙“面板”以内）回填，这样一来，往下开挖和往上回填是同时进行的。

钢管锚杆长 3～5 m，间距 2 m，排距约 1.2 m，采用冲击式钢管锚杆机打入（安装一根锚杆仅需几分钟），钢管上开有溢浆孔，对安装好的钢管锚杆作些必要的技术处理后，即进行压力注浆。值得一提的是，往下开挖过程中，因坍塌体中大量积水，曾出现反涌现象，在反涌区快速打入一些钢管锚杆后，反涌现象即迅速消失。

在挡土墙的上部，因第一排锚杆距地表尚有 1.8 m，考虑到轻型挡墙的“面板”不足以抵抗这一部分土体的推力，故设置了一层加强筋。

开裂区的加固处理主要采取了三个方面的措施：①在杂填土和黏土层内增设了两排 10 m 左右预应力为 50 kN 的长锚杆（透过裂缝区以远约 4 m），并且在进行锚杆注浆时，增加了压力注浆的稳压时间；②在钻凿锚孔时，发现开裂区内有大量积水，因此，增设了排水孔；③在边壁的基脚处增加了钢管锚杆的长度和密度。

随着向下挖方和向上填方的双向进展，基坑边壁逐步恢复。最后，等到钢管桩以外的坍塌土体基本清理完毕时，施工便道也随之复原。

2.3.5 某电厂采用土钉墙支护的深基坑险情原因及加固施工

1. 概述

某电厂循环泵房基坑开挖深度达 9.5 m（原地面标高为 +4.00 m），基坑平面尺寸为 32 m×25 m，由于基坑东侧紧邻厂区主要道路，南北侧距厂区其他建筑物也较近，且在基坑开挖土层中存在较厚的软弱土层，因此，经论证采用土钉墙作为基坑支护结构。基坑 7 月 12 日开始施工东侧土钉，29 日东侧基坑侧壁与上表面出现大小不一的水平和斜裂缝，测得最大位移为 41.7 mm，位移速率为 4.8 mm/d，31 日测得最大位移为 50.9 mm，位移速率为 9.8 mm/d，超过设计的 40 mm 最大位移的警戒值，必须采取加固措施。

2. 工程地质条件

根据场地工程地质报告，本工程场地土的物理力学指标见表 2-23。

表 2-23　　场地土的物理力学指标

土层编号	土层名称	层底高程/m	土层厚度/m	重度/(kN/m³)	固结快剪强度指标		锚固体与土体的极限摩阻力/kPa
					c/kPa	φ/(°)	
1-①	素填土	+1.5	2.5	19.2	20	10	22
1-③	淤泥质粉质黏土	−2.5	4.0	17.1	6.8	16.5	18
2-②	粉质黏土	−7.2	4.7	17.8	18.5	18	30
3	粉质黏土	−9.5	2.3	17.7	8.5	25.6	30
4-②	淤泥质粉质黏土	−10.8	1.3	18.1	14.1	20.5	20
5-②	黏土	−13.3	2.5	18.4	40.0	25.5	60

3. 基坑支护结构设计

基坑支护结构设计时，按所在区的荷载情况及开挖深度不同，将基坑支护结构分成东、南和北三个区。其中，东区为紧邻厂区道路侧，卸载 3.5 m，采用 1∶1 放坡，土钉墙上表面高程为 0.500 m，在此高程做 6 m 宽平台，以下为 1∶0.5 坡度的土钉墙支护，支护深 6.0 m。考虑厂区道路及施工荷载的作用，取地表超载为 20 kPa。设计时考虑到 1-③层为淤泥质粉质黏土，土质较差，故增大土钉的向下倾角，使土钉兼作超前锚杆用，按工程地质报告所提供的物理力学指标，根据《建筑基坑支护技术规程》(JGJ 120—1999)进行基坑开挖阶段的整体稳定性和各土钉的抗拉承载力验算，满足规程的要求，见表 2-24，整体稳定性系数为 1.44。

表 2-24　　东侧土钉墙各层土钉特征及受力情况

土钉编号	长度/m	倾角/(°)	土钉在墙面处的高程/m	土钉受拉荷载/kN	土钉极限抗拉力/kN	土钉抗拉安全系数
第一层	9	20	−0.70	—	26.729	
第二层	9	20	−2.00	8.656	24.110	2.815
第三层	9	20	−3.00	23.372	31.910	1.365
第四层	9	20	−4.00	34.980	56.102	1.604
第五层	9	20	−5.00	37.656	55.702	1.575

4. 基坑支护险情产生的原因分析

基坑出现险情后，有关各方认为有以下原因：

(1) 开挖区域内的地质条件十分复杂，表现在各层土的厚度分布上很不均匀，特别是1-③层土在东和南两侧分布呈三角形，由北向南、由西向东厚度渐增，经地质补勘，至东南角厚度达 4.2 m，同时根据已开挖出的土质分析，1-③层土实际上应细分为 3 层，即与1-①与 2-①层土交界处 1.0 m 为淤泥质粉质黏土，而中间 2 m 实为淤泥，这与设计时考虑 1-③层均为淤泥质粉质黏土已大不相同，同时开挖中发现地下水十分丰富，对基坑的安全不利。

(2) 东侧基坑在原土钉墙设计时，先将地基土开挖至 0.500 m，做大平台后再进行基坑支护，但施工过程中受场地限制，该大平台未能实现。

(3) 施工中土钉未及时跟上，又由于一次性开挖面过大，1-③层土的自稳能力很差，在上部土的自重作用下有向外滑动趋势，导致基坑位移增大。

5. 东侧基坑加固设计

土钉墙的加固设计应从实际的工程地质条件、现场施工条件、地下水的埋藏情况、经济性和安全性等诸多因素来考虑，原则上应利用土钉墙支护体系，即在原设计基础上进行加固。

1) 加固方案

(1) 对上部土钉墙用土钉进行加固。利用 1-①硬土层的锚固力增大土钉的拉拔力，限制基坑位移。由于受施工条件的限制，采用全长注浆击入钉进行加固。注浆击入钉为 ϕ50 mm 钢管，通过管壁注浆孔将浆液渗入土体。

(2) 考虑到 1-③层土的情况，参考补勘工程地质报告，取该土层的物理力学指标为：固结不排水抗剪强度 $c = 4$ kPa，$\varphi = 10°$，$\gamma = 16.5$ kN/m^3。考虑到该层土质特别差，土钉与土体间摩阻力太小，土钉不能提供有效的抗拉力，因此在加固设计时，将土钉视做锚杆，加长土钉长度，同时加大角度，充分利用 2-①层土的摩阻力来提供抗拔力。

(3) 设置超前桩。根据施工便捷和费用经济的要求，超前桩采用 ϕ159 mm 钢管和 ϕ200 mm 松木形成复合土钉支护，在保证支护体系安全稳定的同时，还满足了限制基坑上部变形和解决开挖面的自立性的要求。

(4) 考虑到地下水的作用，在基坑的外边缘沿长度方向设 6 口直径为 300 mm、深 10 m的排水深井，用水泵向外抽水降低地下水位，以减轻基坑壁的侧向压力。

2) 土钉(锚杆)布置及受力分析

设计地面超载为 20 kPa，表 2-25 为各土钉(锚杆)的分布及受力情况。

表 2-25　　各土钉(锚杆)分布受力情况

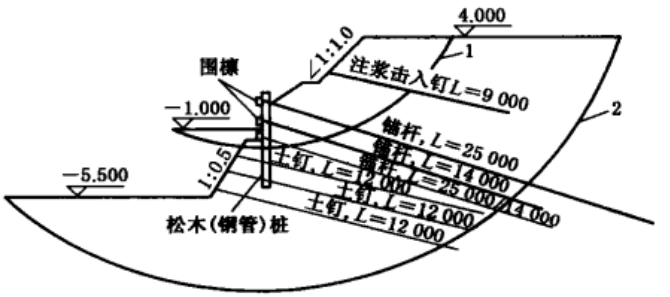
土钉编号	直径/mm	螺纹钢筋直径/mm	墙面高程/m	倾角/(°)	长度/m	土钉受拉荷载/kN	土钉极限抗拉力/kN	安全系数
1	>50	500 mm 钢管	+1.5	15	9.0	13.815	23.142	1.675
2	150	28	+0.0	20	25.0	45.452	256.461	5.642
3	150	28	−1.0	20	14.0	44.453	158.443	3.564
4	150	28	−2.0	20	25.0/14.0	52.524	149.533	2.841
5	100	20	−3.0	15	12.0	44.473	55.811	1.255
6	100	20	−4.0	15	12.0	35.206	51.356	1.459
7	100	20	−5.0	15	12.0	40.843	52.725	1.339

3) 土钉墙整体稳定性分析

按施工工况，当基坑开挖到−1.500 m，即第一道锚杆施工完毕，第二道锚杆尚未施工时为最危险工况，此时的整体稳定性安全系数为 1.372；开挖到−2.500 m，−3.500 m，−4.500 m，−5.500 m 时的整体稳定性安全系数分别为 1.824，1.817，1.694，1.587。最后一道土钉施工完后，土钉墙整体稳定性安全系数为 1.607。以上整体稳定性分析未考虑松木(钢管)桩的作用，该作用仅作为安全储备。

4) 土层锚杆的局部稳定性分析

由于 1-③层土为淤泥，土质条件特别差，而其下层 2-②层土为粉质黏土，土质条件相对较好，为此可假定土层锚杆产生局部失稳时，滑动楔体通过 1-③层与 2-②层土层的结合面，土层锚杆产生局部失稳的最不利工况为基坑开挖至−1.500 m 高程而第二层锚杆尚未施工时，其破坏形式如图 2-60 所示。各作用力见图 2-61，计算结果如下：



1—开挖至 1-③层土时的最危险滑动面；
2—开挖至基坑底时的最危险滑动面

图 2-60　东侧土钉墙加固设计

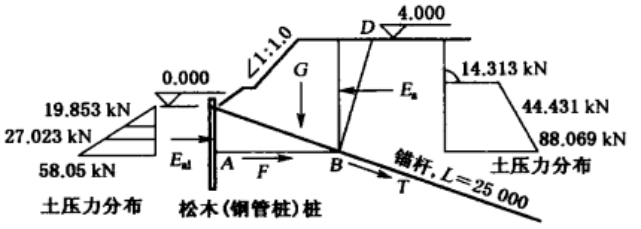


图 2-61　锚杆局部稳定性分析

G = 658.669 kN，E_a = 239.454 kN，E_{a1} = 57.858 kN

根据力的平衡条件

$$\begin{cases} T\sin\alpha + G = N \\ F + T\cos\alpha + E_{a1} = E_a \\ F = N\tan\varphi \end{cases}$$

可得

$$T = \frac{E_a - E_{a1} - G\tan\varphi}{\sin\alpha\tan\varphi + \cos\alpha} = 90.119\ \text{kN}$$

锚杆的极限抗拉承载力为 $T_{uj} = 3.14d_{qsk} = 169.65$ kN，则安全系数为 1.882。

5）松木（钢管）桩支护结构分析

钢管的设计抗弯强度为 $f_w = 215$ MPa、设计抗剪强度为 $f_v = 125$ MPa，松木的设计抗弯强度为 $f_w = 13$ MPa、设计抗剪强度为 $f_v = 1.5$ MPa。松木（钢管）桩支护结构分析时应按以下几种工况进行分析：

［工况一］ 基坑开挖至－1.500 m 尚未施工第二道锚杆，仅有第一道锚杆产生作用。

［工况二］ 基坑开挖至－2.500 m，尚未施工第三道锚杆，第一、二道锚杆产生作用。

［工况三］ 基坑开挖至－5.500 m，反压土体嵌固松木（钢管）桩，三道锚杆全部产生作用。

分析各工况的受力情况，得知桩身的最大剪力和最大弯矩分别为 39.684 kN/m 和 18.681 kN·m/m，若采用直径为 200 mm、间距为 500 mm 的松木桩，则作用于桩上的最大弯曲应力为 16.65 MPa ＞ f_w（13 MPa），最大切应力为 0.884 MPa。显然，松木桩不能满足抗弯要求，为此，需用钢管桩进行加固，即采用直径为 159 mm 的钢管，间距为 1 000 mm。为使松木（钢管）桩与锚杆支护体系具有足够的整体性，在锚杆露出处设置围檩，围檩用双槽 12 号槽钢加工而成，锚杆与围檩之间焊接牢固。

6. 小结

某电厂基坑开挖深度 9.5 m，采用土钉墙作为支护结构，施工中曾出现水平和斜裂缝。分析裂缝原因后对基坑进行加固，采取加长土钉长度并加大角度以提高摩阻力、设置超前桩以保证支护体系安全稳定、降低地下水位以减轻坑壁侧压力等措施，使基坑位移增量明显减小，累计位移增量小于 10 mm，保证了施工安全。

土钉墙具有造价低、施工便捷、施工现场文明、能适用多种地质条件等优点，已在基坑支护和边坡加固中得到广泛应用。

土钉支护作为一种新兴的支护类型近年来已得到广泛应用，它适用于多种类型的土层，但用于软弱土层中应慎重。由于软弱土（如淤泥质土和淤泥土体）自身强度低，土钉与土体之间的摩阻力小，两者相互作用若发生剪切破坏，破坏面一般在二者接触面上，向外对土体的影响范围小，土钉与土体难以形成整体，加固效果差，不能有效地约束土体，因此往往位移较大，严重时导致基坑的整体失稳。设置超前桩可作为悬臂桩或锚拉桩来限制土体的侧向松胀，以减少边坡土体的应力释放，使边坡非稳定土体的位移明显减小，并减小土钉承受的水平拉力，水平位移亦相应减小。

本基坑东侧按加固方案施工，9 月 28 日基坑开挖至基底标高，10 月 8 日施工到＋4.000 m标高开始基坑回填，东侧基坑加固后位移增量明显减小，到基坑回填位移增量均在 1 mm 内，累计位移增量不超过 10 mm，说明采用钢管（松木）桩加锚杆的复合土钉支护能有效支挡软弱土层，阻止软弱土层的滑动。超前桩可以部分回收利用，整个费用增加

不多，达到了安全、经济、施工便捷的目的。

2.3.6 杭州某研究中心综合楼围护桩严重倾斜事故分析

杭州某研究中心综合楼，地处翠苑小区文一路旁，基坑平面尺寸为 32 m×50 m，挖深 3.75 m，围护由某建筑设计院设计。该围护采用悬臂预制混凝土管桩 ϕ550 mm，间距@1 100，桩长 7 m，为减少围护桩悬臂长度，桩顶下放 2 m（卸土部分作为附加荷载），为增加围护刚度，大部分部位采用双排桩，后排桩间距为@1 100，隔一根设，围护桩顶做300 mm厚压顶梁。该基坑区域内除地面下 1 m 左右的杂填土外，围护桩长范围内均为饱和的淤泥质土，φ 值只有 5°，为流塑的高压缩性土。该基坑开挖到设计标高后，围护桩发生严重内倾，最大达 50 cm。压顶梁多处断裂，且由于大量流塑状的淤泥质土内挤造成部分工程桩偏位达 30 cm 以上，工程无法继续。

分析该工程出现险情的原因，主要可归结为以下几点：

（1）该区域基坑主要坐落在淤泥土层中，而该工程的工程桩及围护桩均为预制的管桩，在施工过程中对淤泥土的扰动很大，土体的力学性能有较大下降（高灵敏度的淤泥土在被扰动的情况下，强度可以降低 3～4 倍，甚至更多）。设计时没有充分认识到这些，对土体的力学参数进行必要的折减。

（2）本围护采用了双排桩，但前后排桩间距过小，只有 2 倍桩径，因此，尚不足发挥双排桩（门架）的受力效能，更不能作为锚桩进行计算，可见此方案在设计时是有疏漏的。

（3）因认为淤泥土渗透性较差，开挖后发生渗漏水的可能较小，设计时没考虑止水桩。其实对于淤泥土，止水帷幕不仅仅是止水，防止桩间土内挤流失和坑底土隆起是“止水桩”的重点。本工程由于没有相应的措施，且桩间距达@550，造成开挖过程中挤土严重，部分工程桩偏位。

（4）施工单位在土方开挖时，因分层开挖较困难，故用挖掘机一次开挖到底，且因急于抢工期，没有分块开挖，因雨天等原因垫层也没及时跟上，造成坑底土暴露时间过长，也是加大险情的原因之一。

2.3.7 杭州市某电站地下站房基坑围护桩倾斜事故分析及处理

1. 工程概况

该电站杭州专家村工程系国家一个重点项目的配套工程。工程地处杭州市文一路宋江村，总建筑面积 13 000 多 m^2，占地 18 亩（1 亩＝666.6 m^2），由 7 个单项工程组成：专家楼、综合楼、地下站房及车库、配电房、锅炉房、消防水池和室外区域。工程由机电部第二设计研究院设计，萧山市建筑工程公司六分公司施工。

地下站房及车库工程，北临综合楼，南靠专家楼，东面是通翠苑三区的规划路，西面场地较为广阔，作为施工用地。此工程建筑面积 800 m^2，分为地下室 1 层和地上车库 1 层，地下

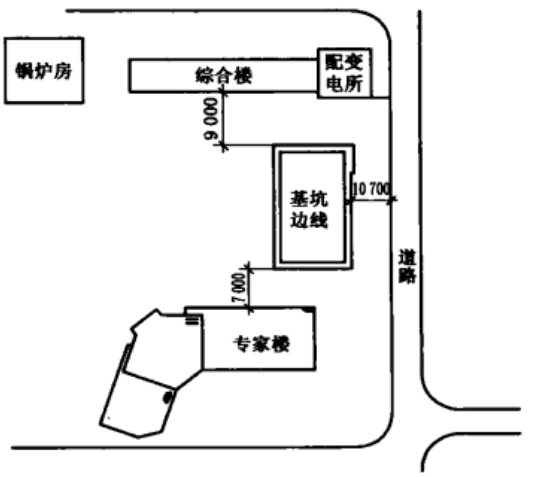


图 2-62 基坑平面示意图

室呈矩形状，外包尺寸 33.3 m × 12.60 m，集中了专家村区域的冷水机组、热交换器、净化水过滤器等多种设备，基坑开挖深度 5.53 m。工程场地环境见图 2-62。

2. 地质条件

地下站房及车库工程下层地基原为古河道，工程坐落于淤泥质黏土中，地质情况较差，见表 2-26。

表 2-26　　土层物理力学性质表

层号	土层名称	层厚/m	含水量 ω/%	孔隙比 e	固结快剪	
					内摩擦角 φ/(°)	内聚力 c/kPa
1	素填土	1.40～2.10	38.5	1.1	12.4	27
2a	淤泥质黏土	0.40～12.40	53.6	1.479	9.1	12
2b	淤泥质粉质黏土	4.30～5.40	46.9	1.309	11.7	10
3a	淤泥质黏土	3.50～12.00	44.6	1.202	9.0	17
3b	粉质黏土	0.50～5.00	34	1.00	16.8	28

3. 支护结构简介

根据地质情况及周围环境情况，本着“可靠、经济、可行”的原则，经多种围护方案比较，采用了双排 ϕ426 mm 振动灌注桩加二层内支撑的方案。

振动灌注围护桩双排交叉布置，直径 ϕ426 mm，混凝土强度等级 C20，桩长 10 m，纵向桩距 1 100 mm，前后排桩距 1 426 mm，桩顶标高－2.20 mm，凿桩 500 mm，上部卸土1.3 m，配筋 8Φ14，箍筋 Φ6.5@200 螺旋环箍。桩顶设一压顶梁，梁底标高－2.30 m，截面为 2 050 mm × 300 mm（$b \times h$），混凝土 C20，配筋 6Φ22，箍筋 Φ6.5@200。

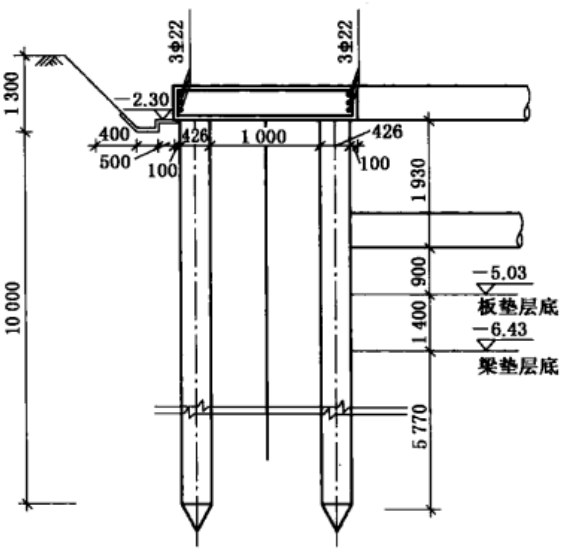


图 2-63　支护结构剖面图

2 层内支撑的位置在压顶梁处（底标高－2.30 m）和基础底板上面（标高－4.23 m 处），上下 2 层支撑均由中部三道对撑和角部四道斜撑构成，对撑采用 ϕ325 mm 厚 10 mm 的钢管，斜撑采用 250 槽钢，支护结构剖面图见图 2-63。

4. 事故介绍

1995 年 9 月 6 日开始进行灌注桩施工，到 1995 年 10 月 25 日上层支撑施工完毕。1995 年 12 月 25 日，基坑开始进行机械开挖，挖土从南往北进行，到 1995 年 12 月 30 日，挖到基础底板垫层底（标高－5.03 m）。1995 年 12 月 31 日开始，由人工开挖基础下翻梁部分的土方，同时，在 1996 年 1 月 2 日做好了下层支撑中部的三道对撑，1 月 4 日开挖至北面①轴，翻梁土方时，北面围护桩发生了滑移倾斜现象。

由于滑移倾斜，围护桩的内侧已碰到基础结构的位置，倾斜角度 14°。同时，带动东西

两边围护桩的北端产生较大的位移，压顶梁处上层斜撑遭到了破坏，见图 2-64。

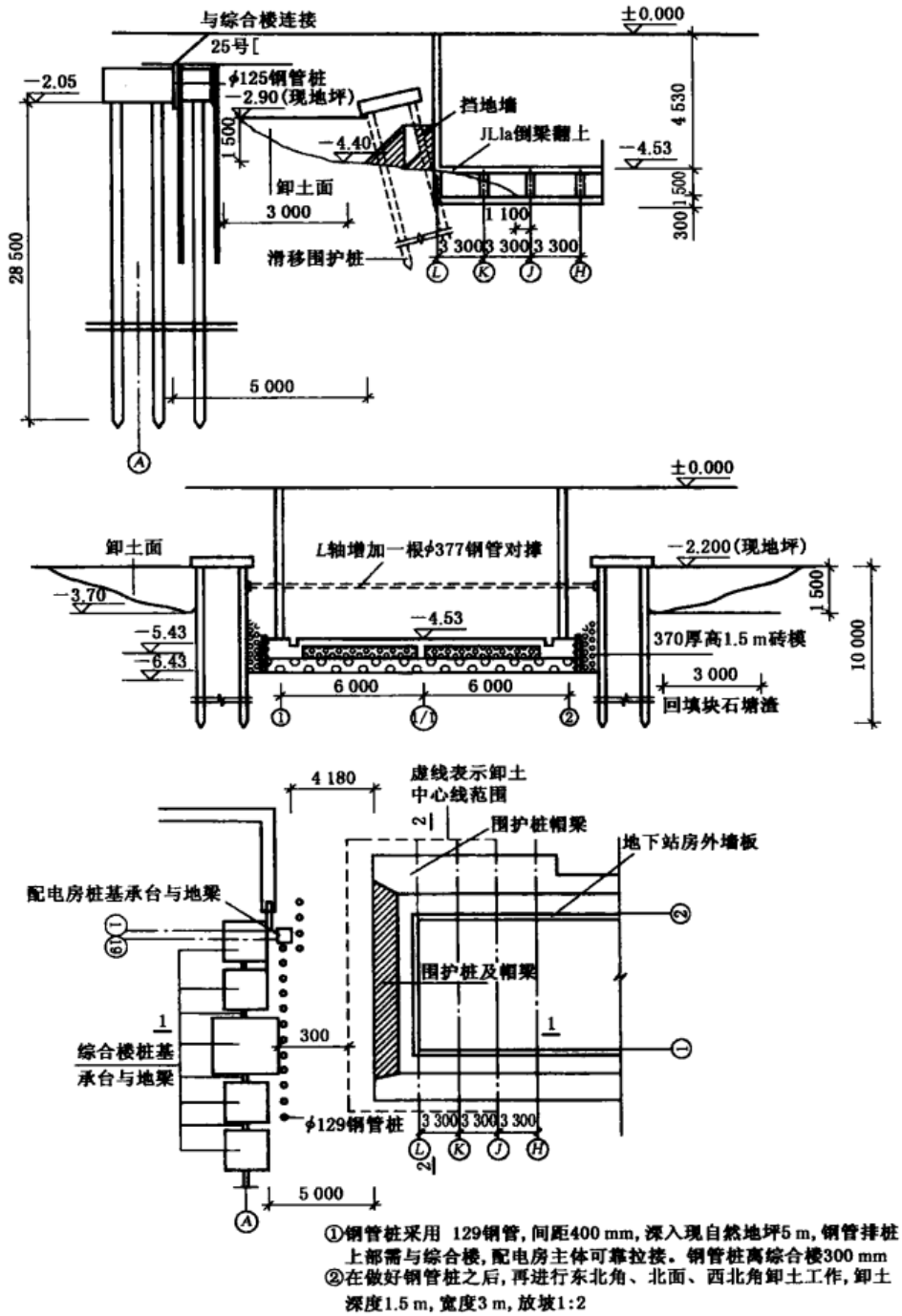


图 2-64 围护结构破坏剖面图

由于北面围护桩发生滑移倾斜，临近北面的综合楼桩基及承台下的回填土挤空，部分桩和承台暴露在外，同时，造成东面道路与西边施工场地的裂缝，裂缝最大处宽度达 40 mm。

5. 事故原因分析

(1) 下层支撑中的角部斜撑未及时跟上。挖土到一定深度应及时加设支撑，以形成

设计方案中的围护结构，但是为了挖土方便，未能及时跟上角部斜撑，改变了北边围护结构的受力情况，由于本工程所处的地质情况相当差，这一改变使得围护桩进入坑底的长度显得不够，造成了北边围护桩滑移倾斜现象的产生。

(2) 在挖土过程中，未严格按照挖土施工方案进行，基坑四周实际卸土深度不够，增加了主动土压力。在挖土方案中强调坑的四周预留三角土护坡，但在挖土中由于求快，不仅未留三角土，在北边挖土时还有局部超挖现象。

(3) 北面市政道路地下水管破裂，有关单位未及时进行修理，大量水渗入基坑北面，造成水位上升，并降低土的力学性能，主动土压力增加。

(4) 监测点密度不够，北边没有设监测点，未能掌握围护结构的位移变化情况，因而未在施工中及时进行调整。

6. 事故处理

事故发生后，周围环境产生了险情，若北面围护桩进一步滑移，将给北面的综合楼带来难以预料的后果，东面的道路也将进一步开裂，道路下的煤气管道、电信管道破裂，道路上的架空高压线电杆、变压器倒塌也极有可能发生，因此，北面围护处理的首要问题是必须防止第二次滑移。

针对此问题，确定了先坑外后坑内的处理方案，即先坑外围护加固，卸土施工，后坑内支撑、挡土墙、主体垫层及胎模施工。

(1) 坑外施工方案

① 为了配合卸土，减少坑外土对围护桩的压力，沿北面综合楼打 ϕ129 mm 钢管桩，间距 400 mm，深入现自然地坪 5 m，钢管排桩上部与综合楼主体连接锚固。

② 东北角、北面、西北角卸土，卸土深度沿自然地坪 1.5 m 深，卸土宽度 3 m，自然放坡系数 1∶2。

③ 做好坑外排水沟与集水井工作。

(2) 坑内施工方案

① 因围护桩滑移，J—L 轴被动土隆起，内侧围护桩已碰到基础结构的位置。考虑到现在主动土压力与被动土压力互相平衡，为防止进一步滑移，以少挖被动土为宜。经与设计单位商定，修改基础图纸，将原 L 轴上的倒梁提高 1.1 m 变为上翻梁。另外，临时施工使用的 J—L 轴处的排水沟取消。

② 鉴于东西两边围护桩的北端位移较大，且上层角部斜面撑已遭破坏的情况，在坑内处理前，必须对东西两边的北端围护进行加固，即在 L 轴线附近的基础底板上增设一道水平对撑，支撑材料用 ϕ377 mm 钢管。

③ 将已滑移的围护压顶梁及靠坑内的围护桩打掉，打一段砌一段毛石挡土墙，挡土墙厚度 800 mm，高 1 100 mm。

④ 坑内 K—L 轴隆起土的挖除及块石和垫层的施工，必须在坑外施工处理完毕后进行。

围护桩事故的处理于 1996 年 1 月 5 日开始，于 1996 年 1 月 15 日结束。在事故处理过程中，加强了施工监测工作，由专人负责周围环境的监测、综合楼沉降观察和围护桩位移监测。从围护桩位移情况可看出，在整个事故处理过程中，位移增长较小，证明该事故的处理是成功的。

2.3.8 灌注桩偏斜事故分析及其处理

软土基坑边壁附近大量堆土(或三材)的确很危险,超过设计要求的附加荷载往往是场地过于狭窄或侥幸心理所造成的。

1. 概述

福建省某学校学生宿舍楼为6层框架结构。场地土层主要为第四纪冲积物、海积物和残积物。地质剖面土层自上而下为

(1) 人工素填土,成分为亚黏土和砾质黏土,厚度0.5～1.45 m,q_s = 40 kN/m²;

(2) 黏土(Ⅰ),可塑,局部软塑,饱和,厚度1.0～2.6 m,q_s = 25 kN/m²;

(3) 淤泥,流塑,局部软塑,饱和,厚度2.95～7.30 m,q_s = 4 kN/m²;

(4) 黏土(Ⅱ),可塑—硬塑,含少量粉砂,厚度3.3～8.45 m,q_s = 40 kN/m²;

(5) 淤泥质黏土,流塑—软塑间夹粉细砂,局部夹中细砂,厚度4.6～15.0 m,q_s = 11 kN/m²;

(6) 亚黏土,可塑。硬塑,含少量中细砂,局部夹有粗砂透镜体,厚度为1.30～9.9 m,q_s = 59 kN/m²,q_p = 1 600 kPa;

(7) 黏土(Ⅲ),软塑—可塑,饱和,厚度2.0～3.95 m,q_s = 50 kN/m²,q_p = 2 000 kPa;

(8) 砾质黏性土,系粗粒花岗岩风化残积土,密实,稍湿,揭露厚度0.3～5.75 m,q_s = 12 kN/m²,q_p = 3 600 kPa。

该工程桩基采用ϕ500 mm锤击沉管灌注桩,取第六层亚黏土层作为桩端持力层,桩长一般20 m,桩身配Ⅱ级钢筋6ϕ14,钢筋笼长8 m。桩基施工完成后,共完成静载试验2根,动测22根。单桩承载力设计取值350 kN。127号桩静载最大加至700 kN,总沉降量仅19.13 mm,且P-s曲线尚未出现陡降段,故极限承载力大于700 kN。另一根24号桩,极限承载力为630 kN。22根桩的锤击法小应变动测试验表明,Ⅰ类桩占45%,Ⅱ类桩占55%,说明桩身质量尚好。

2. 事故情况介绍

基坑开挖深度仅1.6～1.8 m。施工时,挖出的土方被集中堆放在基坑南侧,堆土宽度约为5～6 m,堆土高度平均为2～2.5 m。施工中,由于连日暴雨,造成基坑积水与原地面平,尔后抽水至坑底露出,即发生南侧坑壁坍塌,其剖面如图2-65中虚线所示,此时,发现(B)轴外排桩桩顶全线内移。

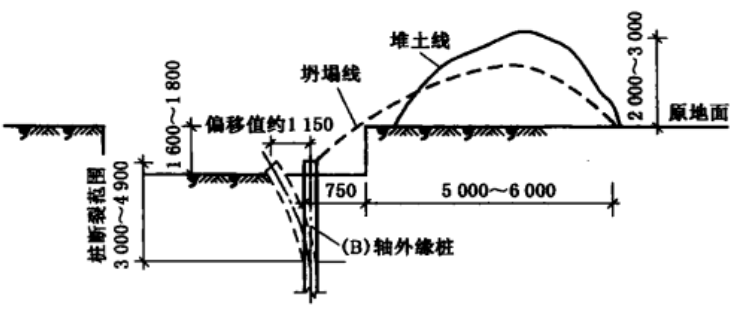


图2-65 基坑开挖断面

事故发生后经现场量测,南侧外缘桩的桩顶偏位值如图2-65所示。桩顶向北位移,其中144号桩位移量最大,除向北偏移115 cm外,尚有向西10 cm的位移分量。为进一步了解桩身严重位移之后的完整性,对偏斜桩采用机械阻抗法动测检验,共检测26根桩,

检测结果表明Ⅱ类桩4根，Ⅲ类桩4根，其余18根为Ⅳ类桩，大部分桩在桩顶以下3.0～4.9 m处断裂。

3. 事故原因分析

该工程南侧外缘桩严重倾斜断裂的原因，主要是在基坑南侧地面大量堆土所致。在1.7 m深的坑壁以及平均堆土高度为2.3 m的土压力作用下，外排桩的受力情况如下：根据工程地质勘察报告，取淤泥层内聚力 $c = 10$ kPa，内摩擦角 $\varphi = 4°$，土的重度 $\gamma = 15.5$ kN/m³，其下黏土层 $c = 40$ kPa，$\varphi = 12°$，$\gamma = 18.5$ kN/m³，堆土荷载 $q = 2.3 \times 14 = 32.2$ kN/m³，在土层中有限宽度 B 的荷载按45°向下扩散，因此，在地面以下某一深度 Z 处的竖向应力 $q_z = qB/(B+Z)$（内侧因贴近外排桩不扩散）。根据朗肯土压力理论，外排桩内外侧的被动土压力与主动土压力在淤泥与黏土（Ⅱ）土层中的分布如图2-66所示。图2-67是外排桩内外两侧土压力部分相互抵消后的分布图形。由图可见，由于淤泥的 c，φ 值很低，故主动土压力很大，而被动土压力则较小，故二者相减结果，外侧仍有较大的土压力。由于黏土（Ⅱ）土层的 c，φ 值高，故主动土压力很小，而被动土压力却很大；内外侧土压力相减结果，内侧仍有较大的土压力，因此，在黏土（Ⅱ）土层中桩不会产生太大的位移，桩的倾斜主要出现在淤泥层中。

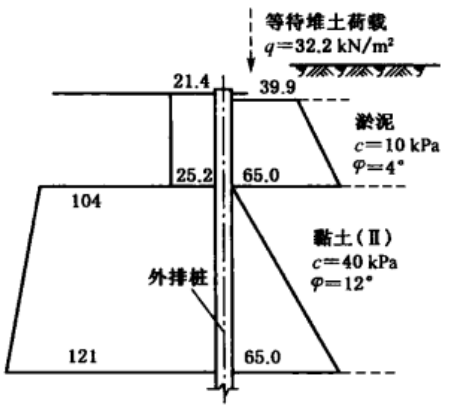


图2-66 外排桩内外侧土压力分布（单位：kN/m²）

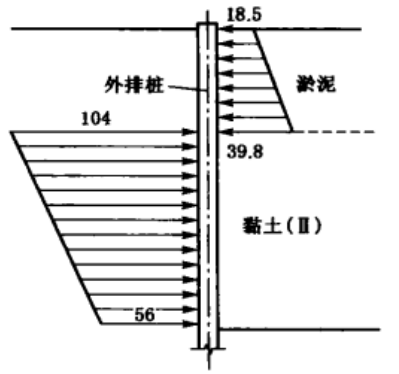


图2-67 外排桩内外侧土压力抵消后土压力分布（单位：kN/m²）

根据图2-67中桩的受力图形，可以求得剪力 $Q = 0$ 的点，它位于黏土（Ⅱ）土层顶面以下0.6 m，可求得 $M_{max} = 74.7$ kN·m，桩径0.5 m，每根承受的弯矩 $M_{max} = 37.3$ kN·m。实际上，在外排桩构成的竖向平面上，桩的抗弯刚度远大于土的横向受压刚度，因此，土压力将集中在桩身上，也就是说，桩受到的弯矩将远大于37.3 kN·m值，按 ϕ500 mm桩径配置Ⅱ级钢筋6Φ14的桩，每根可承受的弯矩只有34 kN·m，远小于桩实际受到的 M_{max} 值，因此，断桩势必难免。综合上述分析，最大弯矩出现在黏土（Ⅱ）土层顶面以上0.6 m，也就是在桩顶以下3.7 m，计算分析结果与检测报告所提供的大部分桩在桩顶以下3.4～4.9 m外断裂的情况基本符合。

基坑浸水、土体强度降低是造成外缘桩上段产生大倾斜并折断的原因，而且在基坑积水较短时间内抽干的情况下，外侧坑壁及堆土土体中将产生动水压力，此动水压力虽未造成坑壁与堆土的滑坡，其趋势则加大了对桩的推力。因为坑壁与第二排桩的水平距离超

过 2 m，动水压力在坑底边缘以内由于水力梯度已趋于零，故对第二排桩的作用甚微。

4. 事故的处理及效果

经分析判断，确认外排桩基本已成废桩，故须补桩。补桩方案选择采用锚杆静压桩，具体设计计算如下：(B)轴上多数单桩的荷载为 2 100 kN，原设计六桩承台，单桩承载力设计值为 350 kN。但从 2 根桩静载试验情况看，有一根桩极限承载力仅 630 kN，对于沉管灌注桩，施工质量变化较大，而且又在发生桩基倾斜事故之后，故单桩承载力的设计值宜取 315 kN，外排桩报废，余 4 根桩共可承受 1 260 kN。由于采用锚杆静压桩，可应用近几年来在国内发展起来的疏桩基础原理，即允许承台下的桩间土分担部分荷载，经计算承台下桩间土的承压面积为 11.6 m^2，桩间土为淤泥，承载力的标准值取 50 kN/m^2，考虑到桩间土未能充分受力的不利条件，取 0.7 折减系数，即桩间土共可承受荷载 400 kN；由锚杆静压桩承担的荷载为 2 100 − 1 260 − 400 = 440 kN，锚杆桩断面取 250 mm×250 mm，桩长 20 m，以穿透淤泥质黏土层为原则，每个承台用 2 根锚压桩，单桩承载力的设计值为 220 kN，设计考虑在承台中多预留一个压桩孔，如在沉降观测中出现沉降量过大情况，即可利用此预留压桩孔补桩。

该工程事故处理后，自桩基承台施工、主体工程施工至竣工验收，进行了多次沉降观测。累计沉降观测资料表明：①建筑物沉降量最大仅 23 mm，故无须再在承台预留孔上补第三根桩；②沉降比较均匀，最大沉降差出现在③轴的两相邻柱基上，为 13 mm，因柱距 6 m，相差 2‰，其余各桩间的沉降差均小于此值。事故处理达到预期效果。

2.3.9 上海浦东张杨路某大楼基坑工程事故分析

1. 工程概况

某大楼位于浦东张杨路。大楼地上 14 层，高度 62 m，地下 2 层，采用桩箱基础，工程桩为 277 根断面 450 mm×450 mm 钢筋混凝土方桩，桩长为 24～27 m。基坑的东西方向长约为 65 m，南北方向长度约为 40 m，形状较为规则，基坑面积约为 2 600 m^2，周边长约 220 m，基坑的开挖深度约为 10 m。

基坑围护支撑体系上为钻孔灌注桩加两道钢管支撑。

钻孔灌注桩采用直径为 ϕ800@1 000，长度为 16 m；桩的背面采用深层水泥搅拌桩止水。

钢管支撑体系，第一道钢管支撑，南北方向的支撑采用 ϕ914×11 钢管，东西方向的支撑采用钢管，两端加琵琶支撑，采用小断面钢管或 H 型钢。第一道支撑设在离地面为 2 m；第二道也是钢管支撑，中心离坑底面为 4 m。两道钢管支撑之间用小断面钢管或 H 型钢连接，而围檩均采用单股 H400 型钢，立柱也是 H400 型钢。

1993 年 11 月 15 日凌晨，大楼的基坑围护工程由于钢管支撑失稳造成滑坡。随后，及时进行支撑加固及土体卸载，使基坑土体逐步稳定。

2. 施工中出现的问题

现场问题主要有：

(1) 支撑体系的问题。

① 基坑南北方向的 ϕ914×11 钢管主支撑有多处发生纵向弯曲，甚至破坏；

② 基坑东西方向的 ϕ914×11 钢管主支撑之间的连系杆失稳，发生纵向弯曲；

③ H 型钢围檩多处发生严重变形。

(2) 围护灌注桩基坑北部的灌注桩随着土体发生整体滑移,破坏比较严重。局部有灌注桩折断。

(3) 周围环境。基坑北面的灌注桩外面土体发生整体滑移,致使地面严重沉陷倾斜。基坑南部的路面发生较大倾斜,并且出现严重裂缝。

(4) 工程桩在预制钢筋混凝土工程桩中,有很多发生不同程度的位移或损坏,根据小应变动测结果,发现在 277 根工程桩中,有 5 根桩桩身出现严重裂缝、畸变,不能再使用;34 根桩桩身有明显裂纹,影响桩的承载能力;81 根桩基本良好。另外,位移大于 1.5 倍桩径(≥675 mm)的桩有 32 根。

(5) 基坑底面的土体。由于基坑北部的土体发生整体滑移,造成基坑底面的土体大量隆起,其影响距离约为基坑宽度的 1/2,即约为 20 m。

3. 分析讨论

实质上,整个支撑体系是一个土体、围护墙体及支撑体系相互作用的整体,它们的相互影响和相互制约的每一个组成部分都应满足一定的强度、刚度及稳定性的要求,否则,如果某一个局部的失稳或破坏,就有可能导致整体的破坏。因此,基坑设计除了总体统筹考虑外,还应作具体的分析与验算。

因对本基坑的设计、施工及监测的有关资料了解得不够,只根据破坏现场的观察、照片及上海地区类似工程的设计、施工和监测的体会,进行初步的分析与讨论。

(1) 支撑体系的失稳破坏是基坑发生问题的重要原因。

① 基坑南北方向的钢管主支撑的连系杆的设置,其目的是为了起到约束钢管主支撑水平方向的变形,减少该方向的有效长度。如果连系杆设置的刚度太小,将不能有力地起到约束自由度,从而不能有效地减小主支撑的细长比,以提高钢管主支撑的轴向承载力的作用。因而容易发生失稳破坏。该基坑有很多支撑的连系杆的长细比较大,成为支撑失稳的隐患。

② ϕ914×11 的钢管主支撑与连系杆的连接处未采取局部加强措施,这样,连系杆一旦受力,主支撑在连接处容易发生局部失稳破坏;此外,琵琶支撑由于一端直接承受土压力传到围檩上的力,而另一端与 ϕ914×11 钢管连接,同样,未采取局部的加强措施,使主支撑容易发生破坏。这样,局部一旦失稳,如果钢管本身存在缺陷,以致钢管承受轴向力将会显著降低。

③ 整个围檩相当于一个多跨连续梁,每个支撑杆件相当于一个弹性支点,故围檩本身的刚度越小,则跨度中间的变形越大,以致提供的支撑反力也越小。本工程的围檩采用单股 H 型钢,其刚度小,且钢管主支撑的间距长达 10 m,虽然端部有琵琶撑,但其断面刚度小,并且,另一端与钢管支撑相连接,故其承载力小,约束能力差。这样,支撑点处分担的土压力很大,应力集中,而跨中围檩刚度低,虽可能分担的土压力较少,但是,也容易发生较大变形,有的发生屈服甚至破坏。本工程的围檩即可证明。

④ 立柱与支撑连接结点薄弱,约束主支撑的垂直方向自由度能力差,起不到有效地控制主支撑的竖向位移、减小长细比和提高承载力的作用。故一旦受力,极容易破坏。

⑤ 温度对支撑变形的影响很大。由于施工阶段正值冬季,昼夜温差大,而钢管支撑变形对温度很敏感,加之钢管的长度问题,变形的变化更加明显。据说当时昼夜温差达 8℃,这样,在夜间钢管收缩变形,增大了围护桩墙体的变形。

通过以上的各种可能性的分析，可以说明本工程的支撑在设计或施工上不够合理，造成支撑的失稳。

(2) 围护灌注桩的入土深度偏小，使得坑底土体强度降低，容易发生剪切破坏，这也是基坑发生事故的另一个原因。

本工程的灌注桩在基坑底以下的入土深度为 6.9 m，即为 0.69 倍的开挖深度。这样，基坑底的抗隆起的安全系数偏低，以致使得在坑内桩底平面与在坑外桩底平面上的荷载相差近 10 m 的土自重，以及地面上的超载作用，容易发生剪切破坏，造成坑底隆起。故一旦支撑有些失稳破坏，坑内土体就会发生滑移破坏。

2.3.10 成都某商场营业楼基坑事故原因分析

这是一个因超挖导致工程事故的例子。在采用锚杆支护的基坑工程中，超挖是一个较易被忽视而极易出事故的问题。不少挖土者不关心、不了解也不懂得施工方案及工艺流程，只知道挖土拿钱，而且谁给钱就听谁的，不少问题就出在这里。

1. 概述

该商场营业楼基坑埋深 9.35 m，基坑边距临时营业楼最近距离仅为 1.0 m，基坑边壁采用灌浆锚杆支护。

锚杆支护区平面布置如图 2-68 所示。基坑边界西南角距已有建筑边界线 1.5 m，东北角开挖线距建筑物 1.0 m。中部距离稍远，可先放坡后再垂直开挖。该区域的地质剖面如图 2-69，在 4 m 深处有一淤泥夹层，原状土样快剪指标极低，残余内摩擦角 $\varphi_r = 6°$，粘聚力 $C_r = 1.5$ kPa。临时营业楼的砖墙直接砌在天然地基上，为老式一层砖砌房屋。

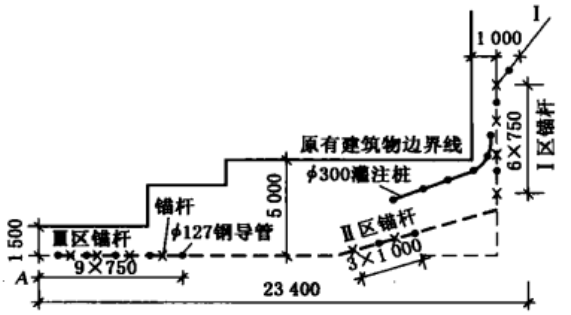


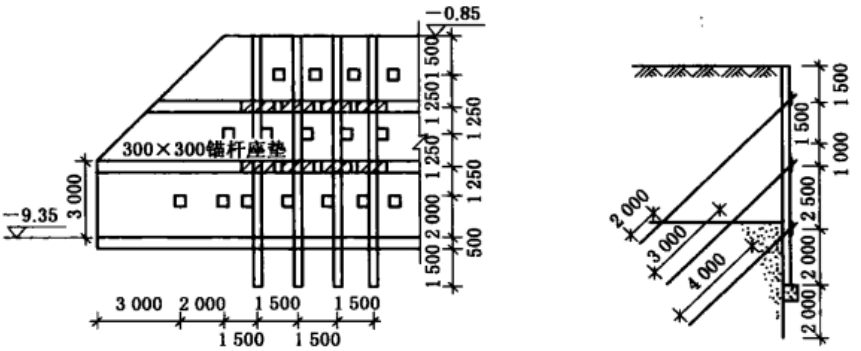
图 2-68 锚杆护壁工程平面布置

深度/m	柱状图	性态描述
1.5		杂填土，$\varphi=18°$，$c=18$ kPa，$\gamma=18.0$ kN/m³，$I_L=0.76$
4.0		亚黏土，$\gamma=19.0$ kN/m³，$\varphi=18$，$c_r=2.0$ kPa，$I_L=1.18$
5.0		淤泥，$\varphi_r=16°$，$c_r=1.5$ kPa
6.0		细砂，$\varphi=28°$，$c=0$
		中砂卵石，$\varphi=38°$，$c=0$

图 2-69 工程地质剖面图

根据已有建筑物的边界情况，支护区分为Ⅰ，Ⅱ，Ⅲ 3 个部分。Ⅰ区从原地面线(−0.85 m)下挖 8.5 m，Ⅱ区和Ⅲ区则下挖 6.5 m。Ⅰ区设计 3 排锚杆，Ⅱ区和Ⅲ区设计两排锚杆，锚杆和导管的平面布置如图 2-68 所示。导管直径 127 mm，壁厚 7 mm，打入砂卵石层 2 m，以保证其承载力高于锚杆及面板作用在它上面的垂向荷载。管打入后在内部进行压力灌浆，胶结底部砂卵石层，最后用水泥浆填满钢管。第一排锚杆采用 ϕ25 螺纹钢筋，第二、第三排采用 ϕ60 mm 工程地质钻杆代替，各排的锚杆分别施加 100 kN，100 kN，150 kN的预应力。锚杆成孔后灌水泥胶结孔底砂卵石，3 排锚杆的胶结长度分别不小于

2 m，4 m，3 m。3 层锚杆的立面和剖面构造如图 2-70 所示。由于钻机限制，锚杆与地面的夹角均为 45°，垫座用 C30 混凝土配筋做成。



(a) Ⅰ区锚杆立面布置　　(b) 设计锚固长度

图 2-70　三层锚杆的立面和剖面构造示意图

2. 超挖引发工程事故

第Ⅱ区和第Ⅲ区开挖面按设计施工顺序，依次做灌浆预应力锚杆支护，最后，开挖到－7.35 m 的设计高程。由图 2-68 中 A 点的精密经纬仪测量表明，施工过程中 1 号柱沉降仅 1.0 mm，地面无任何裂缝开展。最后，进行Ⅰ区锚杆施工时，先开挖 2.0 m，进行第一层锚杆施工。按设计，第二次应挖至－5.85 m 高程做支护，但施工时发生超挖，当挖至－7.35 m高程时，一层锚杆下部 1.0～2.0 m 范围内靠近角部的土体崩出，上端 1 号柱一次性沉降达 20 mm。原有临时建筑地板、正墙和侧墙土出现 13 条贯穿性裂缝。

3. 工程事故处理

发生上述事故后，立即停止开挖，并采取了以下措施：

(1) 沿临时建筑边界打 6 根灌注桩，直径 30 cm，嵌固于砂卵石面，桩上部由 2 根 20 mm直径的钢筋拉接。

(2) 将 1 号柱用牛腿支撑在两根灌注桩上。

(3) 在开挖面上浇水泥浆保护，并进行临时灰砖支护。

经过以上措施处理后，支撑结构位移得到控制。于是，又继续开挖到－9.35 m 的设计高程。在后期施工过程中，观察到第 20 d 时，位移已趋稳定。其中，1 号柱后期沉降 1.3 mm，2 号柱沉降 1.0 mm，3 号柱沉降 0.8 mm，4 号柱沉降 1.2 mm，5，6，7 号柱沉降都为 0.5 mm。地面和墙体的裂缝已不再扩展。

2.3.11　广州市龙口西路某大楼深基坑事故分析

1. 工程概况

拟建龙口西路某大型综合商住小区设地下室 2 层，基坑开挖深度 8.85 m。根据设计，本基坑北侧采用桩锚支护，东、南、西侧采用喷锚支护方案。

2. 工程地质简况

根据钻探得知，场区地层自上而下大致为

(1) 杂填土：层厚 0.5～2.0 m。

(2) 粉质黏土：层厚 6.0 m，局部含 0.5～2.0 m 厚的中、细砂。

(3) 粉土:为粉砂岩的残积风化土,层厚 12 m。

(4) 白垩系上统大朗山组基岩:顶面埋深 15.0～23.0 m。按其风化程度可划分为强风化、中风化及微风化 3 个岩带。

3. 设计方案

根据设计,本基坑北侧采用人工挖孔桩加预应力锚索支护,东、南、西侧采用喷锚支护方案。

原设计西侧采用钢管树根桩加预应力锚索挂网喷锚支护方案,后根据甲方节省费用,放弃采用钢管树根桩的意见,设计西侧锚杆布设五排,并在－1.45 m 标高设一排预应力锚索(采用 3×7Φ5 高强低松弛钢绞线),设计拉力为 300 kN,预加拉力 200 kN,锚索长度 32～41.5 m,倾角 20°。采用 OVM 型锚具。锚杆主杆采用 Φ25 钢筋,长度 11～18 m,排距 300 mm, 1 400 mm, @1 200～1 500 mm,锚杆倾角 8°～15°,灌注水∶水泥∶砂＝0.5∶1∶0.5 的水泥砂浆,注浆压力不低于 0.5 MPa,喷混凝土强度 C20,厚度 120 mm,挂钢筋网 ϕ6@200×200,焊 ϕ16 加强筋,间距与土钉间距。坡顶打设 ϕ48 mm 注浆花管,@1 500 mm,长度 3 m。

4. 事故及原因分析

当基坑挖深至设计深度时,西侧坡面突然出现较大位移和沉降,地面裂缝达 150 mm。经分析,事故原因为

(1) 地下水管破裂漏水而软化土体,最终使支护体失稳。

(2) 西侧坡顶有较大附加荷载。

(3) 坡面下卧层地基承载力较低。

后来先填土反压,再采用钢管树根桩加预应力锚杆加固,钢管树根桩采用 Φ108@750, L = 8 500 mm, 坡面沉降和位移均得到控制,基坑安全挖至设计深度。

2.3.12 某深基坑工程坑底开裂事故分析

1. 工程与事故概况

某工程基坑深 6.5 m,坑底宽 12 m,坑底以下土层特点是黏性土及砂土互层,有承压水存在。施工方案采用 1∶1.25 边坡放坡开挖,采用二级轻型井点。挖至设计标高以后,逐渐出现坑底隆起现象,24 h 以后隆起量约为 20 cm,一昼夜以后又隆起 30 cm, 3 d 以后隆起量累计达到 1.5 m。

随隆起量的加大,最终导致坑底开裂,产生流砂。由于坑底失稳破坏,使得边坡滑动,坡顶地面下陷,边坡失稳破坏。

2. 事故原因分析

由于坑底以下有承压水存在,随着基坑的开挖,其上覆土重量逐渐减小,而井点降水深度不够,使下面土层承压水向上的压力将坑底土层顶起,坑底土层开裂,继而发生流砂。由于出现流砂,周围地基土被掏空,土的抗剪强度下降,所以产生了边坡滑动及坡顶地面下沉。

3. 处理方法

1) 保护性的加固措施

当由监测报告得知,由于基坑开挖造成周围建筑物、地下管线等设施的变形接近临界

值时，可以通过在其下部进行多道注浆，对这些建筑设施采取保护性的加固处理。注浆法是常用的加固方法之一。但应引起注意的是，注浆所产生的压力会给基坑支护结构带来一定的影响，所以，在注浆时应注意控制注浆压力及注浆速度，以防对基坑支护带来新的危害。

2）防止支护结构变形过大

当支护结构变形较大时，可以对支护桩前后土体采用注浆法。对桩后土体加固可以减少主动土压力；对桩前土体的加固可以加大被动土压力，同时，还可以防止基坑底部出现隆起，增加基底土的承载能力。

3）隔断法

隔断法主要是在被开挖的基坑与周围原有建筑物之间建立一道隔断墙，该隔断墙承受由于基坑开挖引起的土的侧压力，必要时可以起到防水帷幕的作用。隔断墙一般采用树根桩、深层搅拌桩、压力注浆等筑成，形成对周围建筑物的保护作用，防止由于基坑的坍塌造成房屋的破坏。

4）降水法

当坑底出现大规模涌砂时，可在基坑底部设置深管井或采用井点降水，以彻底控制住流砂的出现。采用这两种方法时，应考虑周围环境的影响，即考虑由于降水造成周围建筑物的下沉及地下管线等设施的变形，应在周围设回灌井点，以保证不会对周围设施造成破坏。

5）坑底加固法

坑底加固法主要是针对基坑底部出现隆起、流砂时所采取的一种处理方法。通过在基坑底部采取压力注浆、搅拌桩、树根桩及旋喷桩等措施，提高基坑底部土体的抗剪强度，同时起到止水防渗的作用。

6）卸载法

当支护结构顶部位移较大，即将发生倾覆破坏时，可以采用卸载法，即挖掉桩后一定深度内的土体，减小桩后主动土压力。该法对制止桩顶部过大的位移，防止支护结构发生倾覆有较大作用，但必须在基坑周围场地条件允许的情况下才可以采用。

根据以上原因分析，采用改变降水深度的办法，把井点加深到坑底以下某一深度土层中，使该土层中的承压水所产生的向上的压力 P_w 小于该深度以上土层的覆土重量，即

$$P_w \leqslant \sum_{i=1}^{n} r_i t_i$$

经过处理以后，使土方开挖顺利完成。

2.3.13 太原市某综合楼基坑工程事故分析

1. 工程概况

某供销社综合楼位于太原市火车站广场，其建筑面积为 1.3 万 m^2，总高度 89 m，地上 22 层，地下 2 层，平面呈矩形，$B \times L = 21\ m \times 43\ m$，基坑深 10.5 m，基坑一侧距一建筑物外墙 0.61 m。

该综合楼地处汾河二级阶地，地基土为黄土状粉土与粉质黏土，地下水位在基坑底面

以下。

2. 基坑支护设计与施工

基坑的支护设计为先用钻孔机在基坑侧壁钻孔，孔径为 1 150 mm，间距为 1.5 m，呈三角形排列；然后将加工好的锚杆（1ϕ25 钢筋，长 5～7 m）放入孔中；再压力注浆，浆体中掺入一定量的膨胀剂，浆体充满整个钻孔。基坑壁面防护结构由型钢[150 的横梁与立柱组成 200 mm×200 mm 网格，钢立柱下端插入基坑底 1.5 m，型钢网格外挂铁丝网；最后，分层喷射 1∶3 水泥砂浆，总厚度 40 mm。

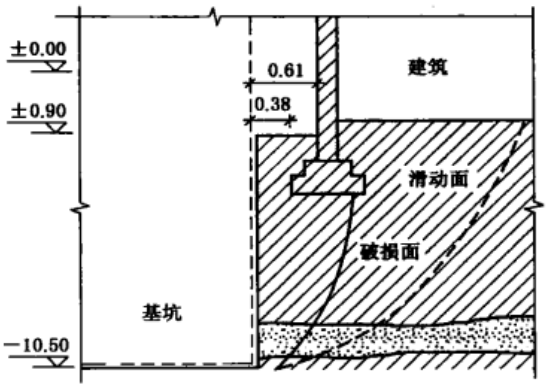


图 2-71 基坑破坏示意图

1991 年 7 月，施工单位进行基坑第一层土的开挖，随即用洛阳铲代替钻孔机开凿锚杆孔，待第一排锚杆施工完毕后，第二次直接将基坑开挖至设计标高。因故停工数月后，又在基坑内搭设脚手架进行第二次锚杆施工，至 1992 年 1 月因天气过冷而停工时，前后共打锚杆孔 45 个，施工锚杆 30 个，安装型钢立柱 15 根，基坑支护停工后不久，土壁突然坍塌，约有 0.6～1 m 厚的土层向下滑移，呈垂直剪切破坏，塌方使立柱弯曲，部分锚杆被拔出，相邻房屋基础悬空下沉，并且开裂，见图 2-71 所示。

3. 事故分析

基坑第一排锚杆间距在部分地段远大于设计值 1.5 m，而且基坑第二次开挖时违反施工规程，一挖到底，形成近 10 m 高的垂直坑壁，远超出地基土的临界高度。

山西的黄土的黏聚力较高，这是因为除了土颗粒分子间存在的相互吸引力外，包裹土颗粒的盐分如 $CaCO_3$，$MgCO_3$，$CaSO_4$，Na_2CO_3 及 NaCl 等薄膜的胶结作用对黄土强度起着决定性的作用。此外，黄土中的黏粒（粒径＜0.005 mm）组分对土骨架也产生胶结作用，干燥的黄土（含水量 3%～7%）其 c 值可达 0.25～0.3 MPa。但具有湿陷性的黄土遇水后黏聚力几乎完全丧失，但脱水干燥后仍可逐渐恢复。黄土在强度方面所具有的这些特点，使得在历史上形成的老黄土由于长期的固结与超固结作用，而表现了很好的稳定性。

本工程地基土 $c = 30$ kPa，$\varphi = 16°$，$\gamma = 18$ kN/m^3，根据朗肯土压力理论，地基土的临界高度为 $Z_0 = 2c/\gamma\tan(45° - \varphi/2) = 4.4$ m。另外，相邻的原有建筑物产生较大的附加荷载，基坑壁在土压力和附加荷载的共同作用下，产生较大的横向变形。

施工旷日持久，自基坑土方开挖至第一阶段支护作业结束的漫长时间里，坑壁长期暴露，未采取防水排水保护措施，雨水渗入再加上旧房屋上下水管道的渗漏，土体含水量增加，入冬后表层土冻结，土体膨胀与主体剥离。

土方第二次开挖后发现，土质情况沿高度方向有变化，在坑壁底部为砂性粉土层和粉砂层，如图 2-71 所示，因其没有胶结作用，在支护作业时就已出现局部坍塌，对此也没有采取有效的防范措施而继续施工，使得坑壁表层土体失去了下部土层的支撑作用而处于悬空状态，出现剪切破坏。

锚杆支护作业程序和进度应按常规作法使其承载力达到设计值再承受荷载，该工程为了避免支护与土方开挖交叉作业而将土方一挖到底，坑壁主体进入主动临界状时锚杆承载力还上不去，增加了坍塌的危险性。

施工队使用洛阳铲人工打孔，锚杆孔直径全程由粗变细，灌浆压力也低，并且不设锚头，这些因素在很大程度上降低了锚杆的承载力。

洛阳铲开孔，产生较大振动，使基坑土体强度降低。

2.3.14 南京某商场止水帷幕失效引起事故

南京某商场改建一期工程位于繁华地区，1层地下室，基坑深 5.35～6.5 m，如图 2-72 所示。场地地质为

填土：厚 2.3～3.8 m；

粉土：厚 1.2～2.8 m；

粉土夹粉细砂与淤泥质粉土：厚 3.4～5.3 m；

淤泥质粉土：厚 4～11.0 m。



图 2-72 商场平面布置图

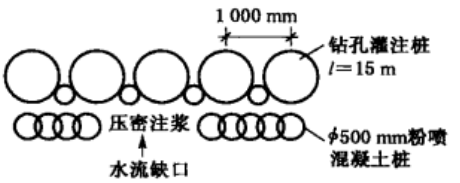


图 2-73 基坑支护结构示意图

1. 止水帷幕及支护方案

止水帷幕及排桩支护平面见图 2-72，黑线为 φ500 mm 深层搅拌桩喷粉水泥土桩，排桩挡土为 φ800@1 000 及 φ600@800，桩长 15～20 m，止水帷幕桩有 3 个缺口，未连续封闭，在缺口处采用压密注浆桩与排桩相切见图 2-73，为抢工期，搅拌水泥土桩强度未达到 15 d 即进行挖土，且一次挖至标高。

2. 事故发生情况

基坑开挖后，在大华影院和影院招待所发现三处有较严重的坑壁、坑底涌水和流砂现象，使配电房和招待所楼发生不均匀沉降，墙体产生多道裂缝，宽达 1.5 cm，影院招待所被迫停业，撤离人员进行全面加固。配电房局部楼梯拆除。对基坑支护结构进行抢险加固，仅加固费就达 29 万元(不算赔偿)，工期拖延 2 个月。

3. 事故主要原因分析

施工支护止水帷幕方案不当，施工质量存在以下严重问题：

(1) 施工支护前调查不够，有三处地下障碍物不清楚，致使三处缺口改用别法，整个止水帷幕未交圈。

(2) 水泥土搅拌桩长 10 m，但有些地段粉细砂深达 11.8 m。桩长 10 m，搭接 10 cm，搭接宽度不足，一般搭接 $D/4$，或作双排桩止水帷幕。

缺口处采用压密桩在大桩间注浆方法不妥，武汉泰合大厦及南京交通大厦都是采用此法未形成止水帷幕的失败例子。

场地原有给排水管道破裂，导致流入坑内水达 30 t/h，形成局部空洞，地面沉陷，这是施工前未作调研的原故。

2.4 基坑中地下水及其他水患导致的工程事故实例

基坑支护，特别是软土地区的基坑，其基坑发生土体滑坡失稳绝大部分直接或间接地与水有关。

这里提供的12个实例均是因降水不当或管道漏水、支护墙体渗水等水患造成的事故。在此给甲方业主、施工单位、设计、监理公司的同志们提醒一条，不要认为水是小事，水患造成基坑塌方的后果是不堪设想的。

2.4.1 武汉某大厦基坑工程事故分析

1. 工程概况

该大厦地处武汉商业区，东隔利济北路与民生大厦相望，东北为顺道街口，北靠人行天桥，南为居民区，多为20世纪50—70年代兴建的6—7层砖混结构房屋（总平面见图2-74）。大厦由主楼、南附楼组成，其中主楼地上46层，屋面高度为157 m，屋顶塔楼（钢结构）高15 m；南附楼地上6层，总高度30.9 m，地下2层，最大开挖深度13 m，工程占地面积5 858 m^2。

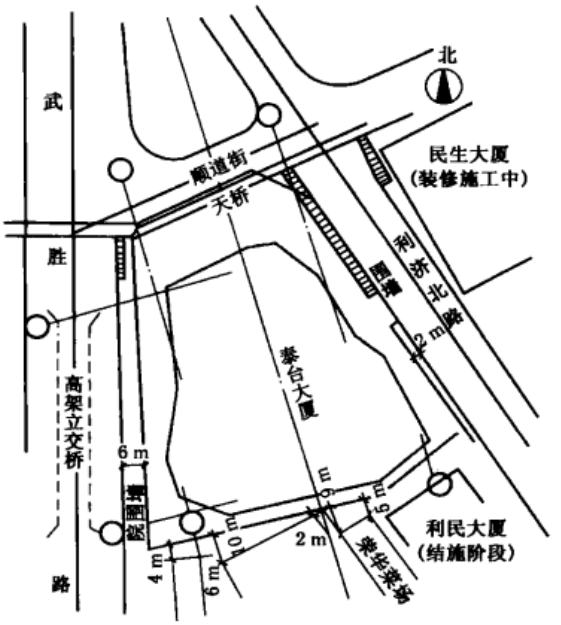


图2-74 总平面图

2. 工程地质

该场地位于江汉冲积平原东部，地处长江西北岸高河漫滩一级阶地之上，距汉江仅1 km。勘探表明，地表为杂填土，下部为黏性土局部夹粉土，再往下为砂性土局部夹黏土，基底为滞留系泥质页岩、粉砂岩。

场地内地下水分为两种类型：上层滞水和下层承压水，混合水位埋深于地表下1.4～2.7 m。上层滞水存在于杂填土中，无压；承压水埋藏于场地基岩面以上的卵（砾）石层和粉细砂层中，其水位随长江、汉江水位变化。

根据工程地质勘察报告和武汉地区的经验，地基土物理力学性质取定为：地面下12 m以内，$\gamma = 19\ \text{kN/m}^3$，$c = 22\ \text{kPa}$，$\varphi = 14°$；地面12 m以下，$\gamma = 19\ \text{kN/m}^3$，$c = 0\ \text{kPa}$，$\varphi = 32°$。

3. 基坑支护结构的设计与施工

大厦基坑采用ϕ1 000@1 200钻孔灌注桩支护，桩长27 m，配筋18ϕ5均布，C30混凝土，设2道锚杆，锚杆主筋为2ϕ25钢筋，孔径ϕ130 mm，单根锚杆设计抗拔力300 kN，水平间距1.2 m，锚杆注浆体材料为M30水泥砂浆，水灰比为0.45，内掺15%膨胀剂及0.15%的早强剂。如图2-75所示，锚杆头与护坡桩之间用槽钢[14b连接，并用C20混凝土埋塞其间隙。

本工程在基坑周边做垂直止水帷幕并深层水平封底。周边止水帷幕的做法是：先在每两个挡土桩之间的外侧做 ϕ400 mm 素混凝土止水桩，桩长 27 m，止水桩与两侧的支护桩相切，然后在止水桩与支护桩切点的外侧用压密灌浆孔注浆封其间隙，深度 18 m，如图 2-76 所示。深层水平封底的做法是：在开挖土方前，用高压旋喷技术，在地面下－16.0～－19.0 m 的地层之间形成 3 m 厚的连续止水底板。设计要求固化土体的渗透系数 K 值不大于 10^{-6} cm/s，基本上达到抗渗要求，并保证土体抗压强度不小于 1.4 MPa。施工采用有效旋喷体直径 1.5 m，旋喷孔距 1.30 m，排距 1.13 m，共 3 596 孔。

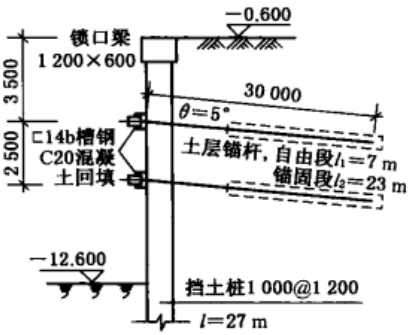


图 2-75　支护结构剖面

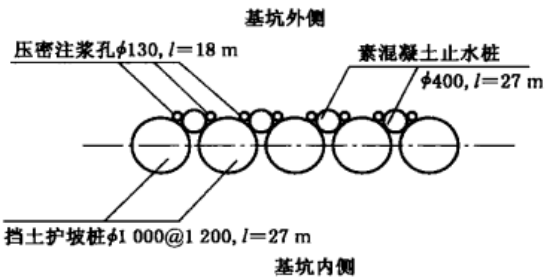


图 2-76　止水结构平面示意图

支护桩与素混凝土止水桩施工均采用反循环钻孔灌注桩工艺，支护桩与工程桩交叉同步进行，随后做素混凝土止水桩，最后完成压密注浆。

封底旋喷体达凝期(28 d)后，在现场对喷射效果进行了必要的试验和检查，满足设计要求。

锚杆施工则是随挖土而进行，开挖一层，支护一层，并且严格执行锚杆完成后 3 d 开挖下一层土体，所有锚杆施工严格按照当天成孔、当天注浆的原则进行。

4. 工程事故分析

本工程在基坑内降水，于 1994 年 9 月 6 日试挖土，8 日正式开挖，到 15 日挖完第一层土，坑底面高程约－3.9 m，到 28 日第二层土挖完，基坑底标高约－7.0 m；29 日至 10 月 4 日，由于基坑南面民房局部开裂，市城建委要求暂停施工。10 月 5—7 日，局部开挖第三层土方，8—14 日，因涌水涌砂量太大，工程全部停工处理险情。武胜路干道下沉最大达 20 cm，70 m 长范围内煤气管道下挠，弓弦矢高达 25 m 以上。武胜路上正在修建的立交桥 51 号桥墩累计向坑侧位移达 5 cm，基坑南侧居民楼下沉最大处达 8 cm，部分构件开裂严重，成为危房。

本工程止水帷幕设置的主导思想是完全封闭－16.0 m 深度范围内的地下水由水平方向渗入。第一层土方开挖未见明显出水，是因为第一层挖土至－4.0 m 处，而地面至－7.0 m左右均属抗渗性较好的黏土，基本属不透水层，一般不会引起明显的坑内出水。开挖第二层土方在武胜路一侧和北侧共有八处漏水，并带出部分黄泥，现场采用导管等堵漏后，仍有两处堵水效果较差，致使地面出现沉降。检查表明这些水是从坑外垂直止水帷幕的－8.0～－9.0 m 左右透入基坑后水平流动，然后在低凹处或工程桩处受阻冒出坑面。所以垂直止水帷幕在－8.0～－9.0 m 范围没有完全封闭。开挖第三层土方后仅几天，据不完全统计，就有 86 处桩间冒水，其中 18 个点严重冒水且带有青砂，有 3 个冒水点

深达 1.0～1.5 m，其面积达 0.3 m^2 左右的孔洞（最深的达 5～6 m，高 1.5 m，可纳入）。初步统计，10 月 7 日前每天出水量小于 300 t，但 10 月 8 日—11 月 8 日期间抽水量大于 1 000 t/d，且水面无明显下降，这表明基坑内外形成了管涌通道。局部挖至－10.0 m 时，积砂明显增加。后来的坑边抢险（喷粉和深层注浆）也表明，钻杆依自重下坠，喷粉注浆材料透过垂直止水帷幕从约－13.0 m 处进入基坑，冒出坑面，这说明在坑内外存在较严重的联通管涌通道。

综合以上现象，本次工程事故的原因是止水帷幕失效。在止水帷幕失效的情况下，进行基坑开挖，势必使基坑周围的地下水携带泥砂大量涌入基坑，基坑周围土体下沉，导致相邻建筑物、道路、地下管道不均匀沉降。总结教训有以下几个方面。

（1）基坑止水帷幕设计不合理或不切合实际。由于素混凝土没有侧向挤压的功能，用素混凝土桩做止水桩很难与混凝土支护桩相切弥合。更何况本工程基坑面积大，支护桩和止水桩的施工时间间隔长达 5—6 个月，即止水桩是在支护桩终凝后施工的，更不可能使支护桩与止水桩弥合。

（2）按规范对桩施工的要求，允许有 2% 的垂直偏差。仅就允许偏差部分而言，16.0 m深即可能产生累计 32 cm 的空隙，而如此大的空隙又是施工规范允许偏差范围之内的，这些空隙是管涌的主要通道。

（3）用 ϕ130 mm 压密注浆孔注浆封闭止水桩与支护桩的间隔，实际上是不能达到完全止水的效果的。因为在止水桩与支护桩之间的间隔较大（接近 320 mm）时，ϕ130 mm 注浆不能完全填塞其间隔，更为糟糕的是，注浆体偏离两桩产生间隙的范围较大。

（4）施工工艺不合理，施工精确度不够。由于施工设备定向装置不完善，垂直度掌握不好，使得相切的支护桩、止水桩和注浆体三者不能按设计相切弥合。

（5）就整个基坑而言，止水桩与支护桩的弥合程度是不均匀的，南侧偏差较小，西侧临武胜路情况相对较差，最大处（－10.0 m）出现了大于 30 cm 的孔隙，且在锚杆施工时，连续 7 个护坡桩间未见止水桩处于基本位置。

5. 工程事故处理

根据出现的险情和透水原因的分析，事故处理主要采取以下措施：

（1）针对基坑南侧居民楼局部不均匀沉降及武胜路高架桥 50 号、51 号桥墩的沉降情况，进行压力注浆，注浆压力 1～2 MPa，对居民楼打入的注浆管朝建筑物倾斜，入土深 4～5 m；其他沿煤气管道马路面有下沉情况的部位及 50 号、51 号桥墩周围均钻直孔，成孔后第二天注浆，浆液为水泥浆加水玻璃，以加速其凝固，每孔的注浆量以注满为止，有一孔竟耗用 5 t 水泥。灌浆后效果明显，房屋沉降逐渐稳定，并有回升，特别是保证了煤气管道的安全及武胜路高架桥的按时通车，其社会效益显著。

（2）经多方比较后，除在发现泄水处的地方采用海带、水导管等常规方法堵漏外，主要采用了在基坑内壁用高压旋喷注浆再造垂直止水帷幕的方案。沿坑壁内侧支护桩之间用高压旋喷（压力 20 MPa）在－8.0～－16.5 m 之间形成内止水帷幕。另对沿武胜路一侧和基坑南北侧的局部，在支护桩外侧采用粉喷桩及静压注浆加固土体及止水，粉喷桩径 ϕ500 mm、深 16 m，直接喷入干水泥，一般为互相咬合的 2 排桩，部分是 5 排，局部加厚至 9 排，注浆桩深度－9～－18 m。

（3）适当调整基坑内的施工顺序，分块先完成周边较浅的承台及底板，每个承台单独

局部开挖，下片石做混凝土垫层，集中兵力快速施工，在承台底与护坡桩之间用素混凝土填充，确保支护桩的稳定，最后施工最深最大的主承台。

由于采取了上述有效措施，工程由 10 月 14 日停工抢险，于 11 月 12 日恢复挖土，12 月 14 日整个基坑的承台底板浇筑完毕。1995 年 1 月 24 日，2 层地下室结构封顶。

2.4.2 北京某大厦建筑基坑工程事故分析

1. 工程概况

北京某大厦，基坑底标高－16.8 m，室外地坪－0.90 m，基坑净深 15.90 m。基坑支护采用－3.0 m 以上为组合挡土墙，以下为 ϕ800@1 600 钢筋混凝土护坡桩，设置 3 层锚杆，位置分别是－3.90 m、－8.40 m 和－13.70 m。

该工程地质由上而下分别为填土、粉细砂、砂质粉土、粉质黏土、细砂、粉质黏土。地下有 3 层含水层，第一层，含水层为潜水含水层，水位埋藏较浅，位于地面下－(1.60～2.40)m，含水层厚度为 3～4.5 m，渗透系数为 2.6×10^{-3} cm/s；第二层，含水层位于地面下－(16.5～19)m 左右，厚度 1～3.2 m；第三层，含水层为承压含水层，含水层顶面埋深－(22.03～28.01)m。

2. 基坑开挖

本工程从 3 月初，开始降水，在 4 月份基坑开挖过程中，仍有地下水涌出，并伴有流砂现象。经补充勘察，发现在第三层粉砂、砂质粉土的下面有一层严格的灰色黏土隔水层，使地下水无法完全降低。在以后的基坑开挖过程中，发现相邻的 3 幢住宅楼(整体刚度较好)出现不同程度的开裂现象。这些裂缝一些是平行于基坑方向的，贯彻墙体与楼板。7 月，在 3 幢宿舍前面邻基坑一侧隐约可见一条平行于基坑贯通的微裂缝，8 月初，一场大雨后突然变成一条大裂缝，外表最大的宽度可达 20 mm，在 1 号楼和 2 号楼之间也出现一条裂缝，工地隔墙旁的车棚已同墙体脱开将近 20 mm。总体上，房屋内的开裂情况和门前的大裂缝以靠近东侧的 1 号和 2 号的东侧较为严重，根据现场监测，在 7 月中旬，房屋的下沉量达到 16 mm(最大值)，后开始回升，9 月初，已基本稳定在 11～12 mm 之间，在基坑开挖过程中出现流砂现象，以靠近东侧较为严重。

3. 事故分析

住宅楼开裂和基础下沉属于整体性问题，造成该事故的主要原因是相邻基坑降水。

(1) 相邻建筑处在降水影响半径之内，抽水影响半径

$$R = 575S\sqrt{HK}$$

式中 S—— 水位降低值，m，$S = 21$ m；

H—— 含水层厚度，m，$H = 6$ m；

K—— 土的渗透系数，m/s，$K = 2.6\times10^{-5}$ m/s。求得 $R = 150.8$ m。

相邻建筑距基坑仅 12.5 m，可见，处于降水漏斗坡降较陡部位，基坑降水会引起建筑物产生较大的不均匀沉降。

(2) 相邻建筑的沉降。由于人工降低地下水位产生土体沉降计算十分复杂，建议采用孔隙水压力消散后土的自重固结沉降来计算。

土的沉降计算公式：

$$s = \Delta_p \frac{H\alpha}{1+e}$$

式中 S—— 土的沉降，mm；

Δ_p—— 土体骨架间附加应力，MPa；

α—— 土体的压缩系数，MPa^{-1}；

H—— 土体压缩层厚度，mm；

e—— 孔隙比。

按此公式当忽略土体中毛细管水时，$\Delta_p = \gamma_w s(1-n)/2$，其中，$\gamma_w$ 为水重度；s 为含水层深度。经计算土体总的下沉量为 8.52 mm，当土体中充满毛细管水时，$\sigma_p = \gamma_w s/2$，土体总的下沉量为 13.33 mm，所以，相邻建筑由于降水引起的沉降，理论上应处于 8.52～13.33mm 之间。从 5 月 22 日到 6 月 30 日，建筑物的下沉量几乎都大致稳定在这个范围之内。

(3) 地下水位的变化可解释施工中实测到的各种异常现象。从 7 月初开始，相邻建筑的下沉量突然增大，这同基坑的开挖有关，因为这几天施工单位正在打第三层锚杆，挖第三步土，两侧先开始施工，护坡桩的入土深度突然减小，同时，锚杆还没来得及发挥作用，所以，造成两侧相邻建筑物的下沉量突增，紧接着东侧开始施工，同样出现相同情况。从 7 月 20 日开始，相邻建筑物沉降量突然减小，并且存在上浮的趋势。分析认为，同锚杆开始发挥作用有关，最重要的是这段时间大量降雨，从雨量分布图可知，几乎从 7 月 24 日就开始连续降雨，大量雨水顺着早已存在的裂缝渗入相邻建筑下面的砂层。

据上海地面沉降小组近十余年观测研究证实：砂层的变形随水位的变化而升降，并且有较好的强性特征，一旦孔隙水压力恢复，砂层变形也迅速恢复，并无滞后现象。所以，大量水渗入砂层，当遇到下面严格的灰色黏土隔水层后不能继续下渗，从而迅速引起砂层回弹，建筑物的沉降量也迅速减小，并且出现了实测所示的微小上浮趋势，但由于井点不断抽取地下水，随着降雨量的不断减小，建筑物的沉降也会恢复到下沉范围之内。

从 8 月 2 日以后，护坡桩的水平位移突然增大，而邻近建筑物却未受影响，这是因为大面积的降水对邻近建筑物产生的有利影响，可对护坡桩的作用正好相反。大量雨水渗入势必加大流砂现象，使桩的水平位移增大，桩水平位移增大到一定程度后，地表土终于经受不住这种拉力，便沿着原来最薄弱的环节(原来贯通的一条裂缝)突然断裂。正如我们在现场调查中了解的那样，8 月初，一场大雨后地面突然开裂，这样裂缝前的土体突然失去后面土体的约束，必然有向前涌动的趋势，所以，护坡桩水平位移突然增大，达到 23 mm时才基本上趋向稳定，而裂缝后建筑物下的土体由于脱离了前面的不稳定土体，所以，影响较小。

4. 施工中出现的流砂现象

施工中地下水降低不完全，砂层又较为丰厚，造成了流砂现象并加剧了相邻建筑的变形和沉降。

(1) 在拆除原建筑过程中，汽锤锤击引起的强烈振动使相邻建筑基础下的原本就比较敏感的砂性土受到扰动，当地居民反映此时房屋内已出现微小裂缝。这也是相邻建筑房屋内裂缝较为复杂的原因。

(2) 原建筑的拆除和基坑的开挖造成的卸载引起基坑的回弹，对相邻建筑也有一定影响。

① 是靠近基坑东侧的相邻建筑开裂较严重的原因。

② 东侧砂层较厚，所以流砂现象较严重。

③ 靠近基坑东侧的相邻建筑原来地基较差。

2.4.3 广州某深基坑工程路面大范围沉陷事故分析

1. 工程概况

某大厦位于广州市环市东路与水荫路交叉口东侧。该基坑东边是空地，南傍环市东路，西临华信大厦，北面 16 m 处有两栋低层民房，基坑周边长 250 m，深 11.5 m。图 2-77 为该工程周围环境示意图，图中①，②为所布置的两个位移监测点。

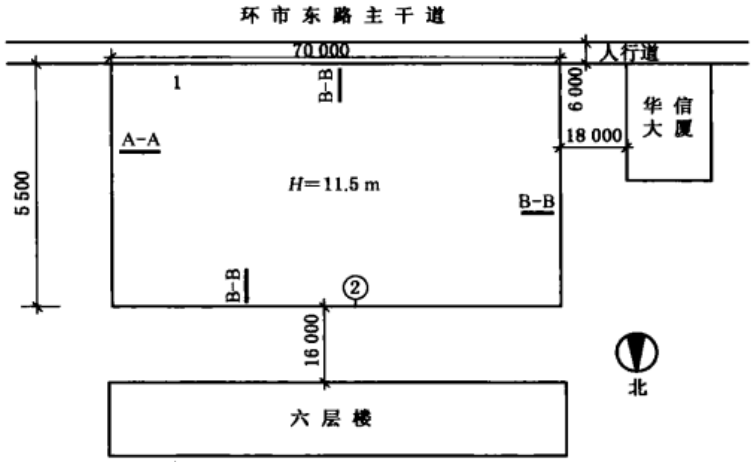


图 2-77 基坑平面图

1996 年 10 月 6 日 11 时，该基坑南侧长约 40 m、宽 17 m 的路面发生灾难性沉陷，最大沉陷深度 3 m，致使环市东路单边封闭 40 余 h，广州大道交通严重阻塞，造成了较大的社会影响。

2. 工程地质概况

根据地质资料所揭露的情况，基坑由以下几种土层组成：

人工堆积层，距地表 1.5～3.6 m 深，是人工近期回填土，由粉质黏土碎砖石及生活垃圾组成。

冲积层，以粉质黏土、砂层为主，层厚 2.5～5.8 m，其中砂层以石英砂为主，松散—稍密，呈饱和状，粉质黏土为可塑状。

残积层，成分为粉质黏土，可塑，坚硬，主要由泥质粉砂岩化残积而成，层厚 2～7.5 m。

3. 方案设计

设计共分两类支护，A—A 段按 1∶0.9 放坡，土钉较短(由于该类支护不是我们所关心的，在此不详述)。B—B 段自边壁中部以下放 1∶0.2，所设计土钉密度较大，长度较长，此方案的整体稳定性系数为 $K_s=1.6$。图 2-78 为 B—B 类支护剖面图。

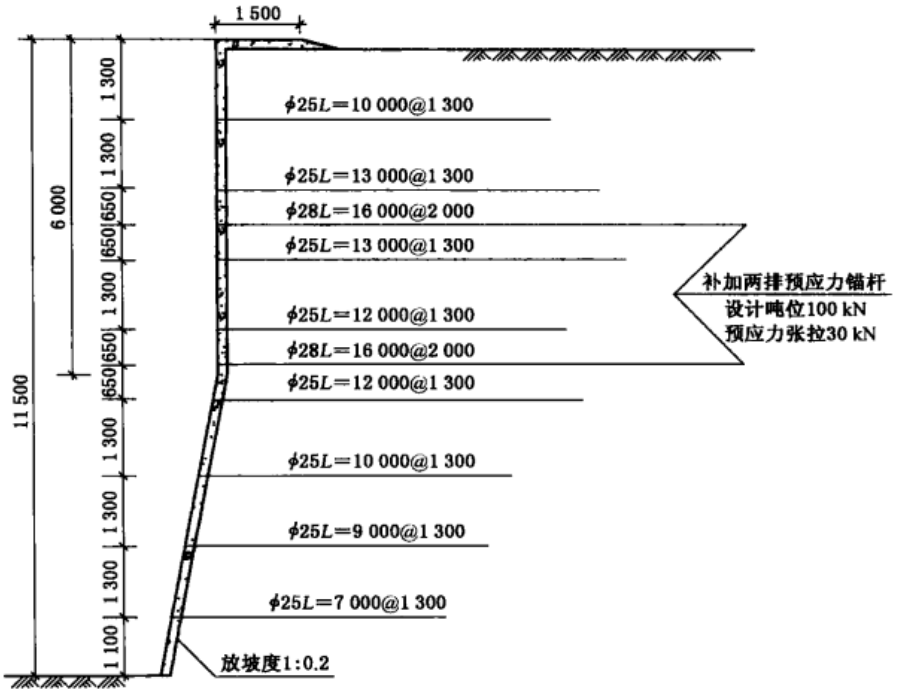


图 2-78 B—B 类支护剖面图

4. 事故发生前后情况简介

该工程于 1996 年 6 月开始动工，挖土方案为先东后西，出土口留在西南角，施工中要求在 B—B 类支护段每次挖深 1.3 m，长度为 10 m 左右，在开挖 B—B 类支护段靠环市路一侧时，上部三排土钉施工较为顺利，未发现异常，当开挖深至 5 m 左右时，发现该处土质呈黑紫色淤泥状，含有腐植物，有强烈异味。此情况引起了设计施工单位的重视，准备在该处采取补强加固。但由于施工协调不够，在未采取补强加固措施的情况下又进行了下层开挖，一挖深 2.5 m，长 28 m，并且未按图纸要求放坡 1∶0.2，而是垂直开挖。这次开挖后监测结果表明边坡出现剧烈变形(见图 2-79)，对此设计、施工单位采取了措施，在该处补加了两排长 16 m的预应力锚杆，张拉吨位为 30 kN，从而使变形得到了一定的控制。但同时发现，原来预留的排水孔现在开始出水，几天后，水质清，水量均匀。施工单位随即终止在该区段开挖，设计、施工单位对这种异常情况进行了分析，初步判断此异常情况为该处地下水管渗漏水所致，但由于资料缺乏，加之受环境限制，又不能在该处进行明挖探查，直至事故发生，对该区段地下水管的根数、埋深、水量、水压及渗漏情况仍不清楚(事后查明，该处管线交错，深浅不一，既有大口径的污水管，也有直径 φ120 mm、走向南北的主上水管，又有直向东西或南北 φ600 mm，φ300 mm，φ150 mm 高压分支上水管及消防水管，特别是还有一

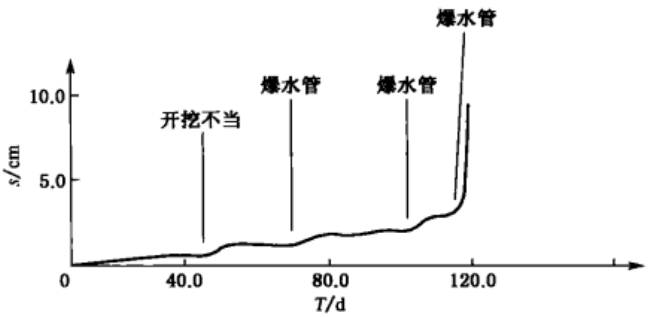


图 2-79 测点①位移时间曲线

束国家重要通信电缆)。1996 年 8 月以后,由于市政单位在环市东路修补路面,致使许多重载车求快违章改走基坑旁边的行道,直至事故发生,重载车一直在该区域畅通无阻。从 8 月至 10 月初,连续发生了三次地下水管爆裂,水量较大,大水溢出地表,随路面四处漫流。特别是发生在 10 月 5 日这一次,冒水较以前显著增加,并且边壁排水管水量大增,水质污浊,基坑面靠近坡脚处出现 2 cm 裂缝,但边壁喷射混凝土面层未发现裂缝,仍完好如初。监测表明,边壁变形速率急剧加快(见图 2-79),施工单位建议紧急回填土方,以维持边壁稳定,但由于各方协调不够,在此后十几个小时内直至事故发生,回填土方计划未能实现,致使该区段路面 10 月 6 日凌晨已水流成河,临近民工住房出现几厘米的裂缝,地表面裂缝宽达 10～20 cm,长 40 余米,并在基坑东南角部位冲刷出一个直径 4～6 m 的大坑。到上午 10:40 左右,横穿马路的自来水管彻底断裂,大水涌上路面,路面很快下沉,沉陷范围为长×宽×深为 40 m×17 m×3 m,自来水关闭后约半小时,沉陷才趋于停止。

5. 事故原因分析

前已述及,开挖至东南角靠环市路一段时发现,在深度 5～8 m,长 20 余 m 这一区段,地质情况和勘察报告有差异,它并不是粉质黏土,而是呈饱和状的软土,事后查明,该区段地处一古河道旁边,很早以前,曾是一大型化粪池所在地,特别是该处地下水管纵横交错,并且大都是压力水管,以后事故的发生,也就在该区段。下面分别从方案设计、施工措施及对周围环境的控制 3 个方面来分析发生事故的原因。

1) 支护方法的适用性及方案设计的合理性探讨

该工程采用土钉支护法施工,土钉支护法适用于一般岩土边壁(坡)的加固与支护,即使在特殊不良地层中,也已有不少成功的先例。针对于该工程,其东、西、北侧均采用土钉支护法施工,宏观观察地表无裂缝,边壁整体稳定性良好,设立在北侧的②号位移监测结果(图 2-80)表明,至南侧地表产生大范围沉陷时止,该边壁变形不大,并已趋于稳定,与宏观结果完全吻合,这说明该工程选择此种施工方法还是合适的。

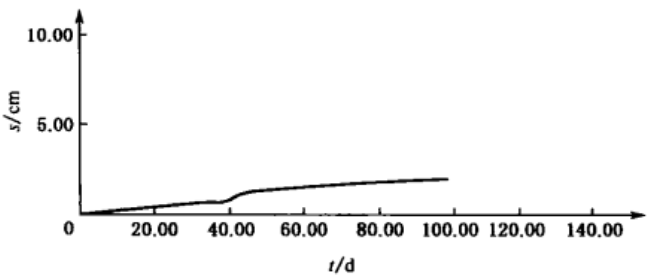


图 2-80　测点②位移时间曲线

支护参数设计是在确定破坏模式(圆弧破坏)基础上,采用极限平衡分析法进行的。根据地质报告所提供的物理力学参数验算设计,得出安全系数值为 1.6,按常规这是可行的。开挖中,当发现土质异常以后,又增加了两排预应力锚杆,使其安全储备进一步增大,就此看来,安全系数值还是够的。但是,这里有两个问题:第一,对所发现的软土层情况不明,措施不力。虽然发现了异常土层,但其厚度有多大,分布有多广,均不清楚。因而对所补设的两排预应力锚杆是否就一定能稳住边壁变形,仍难说准。这里反映出设计、施工者对处理软土的经验似有欠缺。第二,如果软土层厚不大,应着重考虑其弱面效应,如层厚较厚,分布较广,应从不同的破坏模式加以考虑。就原勘察报告给出的地质资料来说,边壁按圆弧破坏模式来分析,一般还是可以的。但若软土层厚且分布较广,则应按软土流鼓破坏模式来考虑。

因此，尽管该工程设计所取破坏模式、分析方法以及安全系数按常规无可非议，但由于对设计施工中某些情况不明、处理不当，其结果仍有可能使设计者事与愿违。

2）施工措施得失探讨

土钉支护设计、施工的一大特点就是“动态设计，信息施工”，因为地表下土层准确的物理力学性质仅靠有限的勘测点所提供的“信息”有时是不够的。开挖后，根据实际情况，可能对原方案进行局部调整，这在实际工程施工中屡见不鲜。从另一方面来讲，也意味着土钉支护施工有别于常规建筑施工，它没有固定的施工模式，必须具体问题具体分析，根据地层开挖后反馈的“信息”，不失时机地、有针对性地采取措施。因此，施工技术的合理与否直接影响着工程的成败。

对于本工程，当开挖至 5 m 深左右发现土质异常时，应立即停止开挖，根据具体情况，对原方案进行局部调整，但遗憾的是，实际施工中未采取任何措施的情况下继续开挖，并大量超挖，违背设计要求，变更坡度，进行垂直开挖。这种做法对软土层以至整个边壁的稳定是相当不利的。同时，应该指出的是，尽管临时决定在该处增加两排预应力锚杆，但由于各种原因，施工动作迟缓，直至发生超挖现象，半个月该方案还未实施。未加支护的软土边壁裸露时间过长，对稳定也是不利的。软土地区的施工实践和试验表明：基坑开挖支护施工过程中的每个分部开挖的空间几何尺寸和侧壁开挖部分的无支护裸露时间与基坑边壁变形有明显的相关性，这也就是基坑开挖中的时空效应问题。从图 2-80 所示的位移时间曲线也可以看出这一点，正是由于上述开挖不当以及支护不及时使得在短短的 4 d 时间内边壁变形超过 10 mm。

以上所述施工中的各种不妥之处，正是时空效应问题在本工程中的具体反映，它是加剧以后地下水管漏水的主要诱发因素之一。

3）周围环境的影响

该工程在设计、施工之前，对基坑四周地下管线分布情况一直不清楚，直至事故发生，对地下水管的埋深、走向、口径、水压也没弄清楚，这就为以后事故的发生埋下了隐患。

土钉支护设计与其他支护设计的一个明显区别是，充分利用了土体本身固有的力学强度和自稳能力，使不稳定土体成为支护结构的一部分，这也正是该项技术的特点之一。这就意味着土体本身的物理力学参数对支护效果影响很大。众所周知，水对土体的力学性能有显著影响，渗漏水引起的土体力学参数的急剧恶化所带来的恶果可能会完全背离设计者的初衷。

从图 2-79 可以看出，由于相继 3 次地下水管爆裂，致使边壁位移急剧加快，最后曲线发散，支护失效。这说明发生这样的悲剧根本原因就是水管开裂引起水的灌入。因为水不但恶化土体的物理力学参数，使大量土体流失，移位在支护土体内部造成空洞，加剧沉陷变形。同时，也使支护系统的支护能力部分地或全部地丧失，由于高压水对土体的浸泡、软化、冲刷，并在东南角部位冲刷出一个 4～6 m 直径的大坑，引起整个边壁土体连同支护体在下沉同时发生整体摆动（最大摆动位移约 3 m），这就是支护能力部分丧失的结果。这一破坏特征也表明，边壁既不取圆弧破坏模式，也不是典型的软土流鼓破坏，而是水患作用下的一种大范围沉陷与泥流复合破坏。

水管断裂长时间大量涌水是基坑路面大范围沉陷并拌有泥流发生的主要原因，那么，什么原因引起水管断裂呢？除了上面所述的施工方面的原因之外，基坑旁边的人行道大

量通行载重车也是主要因素之一。大量载重车的动载振动影响极易引起路面下沉，进而使地下水管与其周围土体产生变形不协调问题，直接导致水管接口错位或管体破裂，产生渗漏水以至大量涌水，水患作用又进一步软化局部土体，使之承载能力降低，促使渗漏水加剧，从而形成恶性循环，最后，造成灾难性的后果。如位于广州市中山四路的一起地陷事故，事故后查明，也是由于地下水管长期渗漏水，加上车辆频繁碾压而导致地下水管断裂，地陷 1 m。这再一次说明了长期渗漏水及车辆频繁碾压振动二者交错影响所带来后果的严重性。

6. 小结

综合以上分析，本工程事故为大范围沉陷并伴有泥流的复合破坏。在无水患作用条件下，一般不会出现这种破坏形态。因此，产生事故的直接原因是水患作用。水患作用表现为两种形式：长效渗漏水对土体的渗透饱和及短效大量高压水对土体的直接挤压、冲刷。

施工不当(包括超挖，把 1∶0.2 的放坡改成直立边壁，补强加固不及时)及重载车对水管的频繁碾压振动是造成水管渗漏水加剧和边壁变形速率增长，形成恶性循环态势，引起地下水管多次爆裂的根本原因。图 2-81 形象地表明了这一恶性循环态势。

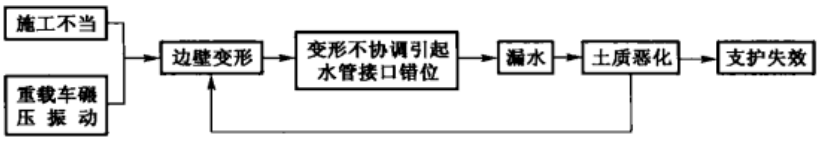


图 2-81　各种相关因素因果关系图

该事故的发生实质上是多种因素并存，互相牵连的，是以上述几种因素起主导作用而引发的。在深基坑支护工程中，出现这样的事故并不多见，愿它能给我们带来教益。

2.4.4　山东邮电通讯物资大厦土钉支护滑坡事故分析

1. 工程概况

山东省邮电通讯物资大厦位于济南市经二纬六路，西侧北段距 11 层办公楼 6 m(桩基，桩长 9 m)；西侧南段距 3 层锅炉房约 4 m(条基)；南侧距 5 层居民楼约 6 m(条基)；东侧距 3 层办公楼约 6 m(条基)；东南角距一层锅炉房约 2 m(条基)；拟建邮电通讯物资大主楼 20 层，裙楼 4 层。主楼基坑开挖深度为 11.4 m，详见图 2-82。

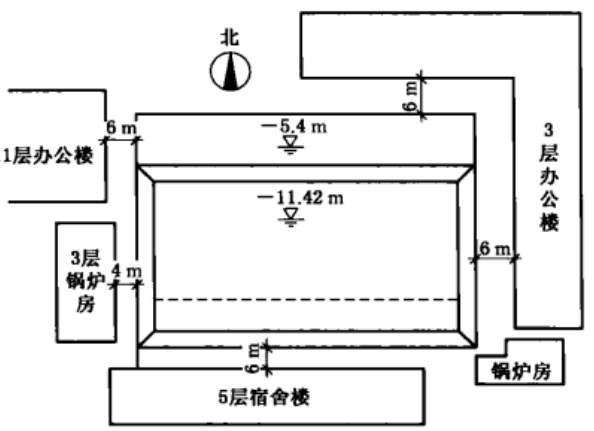


图 2-82　基坑平面示意图

现场土体分四层，第 1 层为杂填土，层底深度 1.10 m；第 2-①层为黄土状粉质黏土，层底深度 3.2 m，$\gamma = 19.8\ kN/m^3$，$c = 23\ kPa$，$\varphi = 17.6°$；第 2-②层黄土状粉质黏土，层底深度 6.1 m，$\gamma = 19.8\ kN/m^3$，$c = 31\ kPa$，$\varphi = 12.4°$；第三

层粉质黏土，含少量碎石，层底深度 8.5 m，$\gamma = 20.2\ \text{kN/m}^3$，$c = 39\ \text{kPa}$，$\varphi = 19.3°$；第四层黏土，层底深度 13.7 m，$\gamma = 20.1\ \text{kN/m}^3$，$c = 34\ \text{kPa}$，$\varphi = 25°$。该区地下水埋深 2.42 ～ 2.73 m，由南向北排泄。

根据基坑边坡支护设计要求，地下水需降至－12.7 m 以下，并在基坑挖土前降水疏干土壤中的重力水，故原降水设计采用管井降水方案，设计井深 20 m；在来水方向（基坑南侧），井距为 10 m；基坑的东、西两侧井距为 12 m；来水的下游一侧（基坑北侧），井距 15 m。

监理单位有人认为，上述降水方案抽水后影响半径较大，水位降低后会对周围建筑物造成不良影响，故没有采用。他们认为，第四层黏土为弱透水层，把地下水分为上、下两层，可以把此黏土层视为不透水层，管井深度设在此层可避免扰动下部地下水，抽水影响半径相应减小，也可避免对周围建筑物的影响过大，因此，将井深设计改为 14 m，沿基坑周边每 10 m 布一眼井，共布 20 眼井。由此反算降低后的水位线最高点高出基坑底 3.8 m，故又在基坑中均匀布设四眼井，当基坑挖到－8.3 m 出现涌水时，再用明沟排水，作为补偿。

2. 基坑土钉支护方案设计

根据该工程地质报告确定岩土参数（按厚度加权平均）为重度 $\gamma = 20\ \text{kN/m}^3$，粘聚力 $c = 32\ \text{kPa}$，内摩擦角 $\varphi = 19.8°$，基坑开挖深度 $H = 11.42$ m，基坑放坡 1∶0.18，即与铅垂面成夹角 $\beta = 10°$。初步选定土钉 7 层，土钉水平间距为 2 m，竖向间距 1.5 m，第二、三排土钉采用 ϕ25 的螺纹钢筋，一、四、五、六、七排土钉采用 ϕ20 mm 螺纹钢筋，土钉下倾角 10° ～ 15°。

应用圆弧滑动面条分法求解边坡安设土钉后稳定安全系数等于 1.77，符合临时性边坡的支护要求。

最后的支护设计方案如下：

在基坑的东、南、西三面边坡设置土钉 7 层，竖向间距 1.5 m，水平间距 2 m，第一层土钉长 8 m，第二、三层土钉长 12 m，第四、五层土钉长 6 m，第六层土钉长 5 m，第七层土钉长 3 m，详见图 2-83。

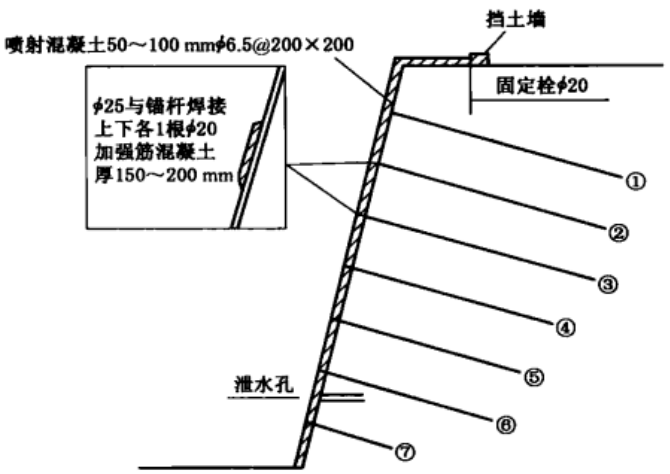


图 2-83 东西南边坡支护设计剖面

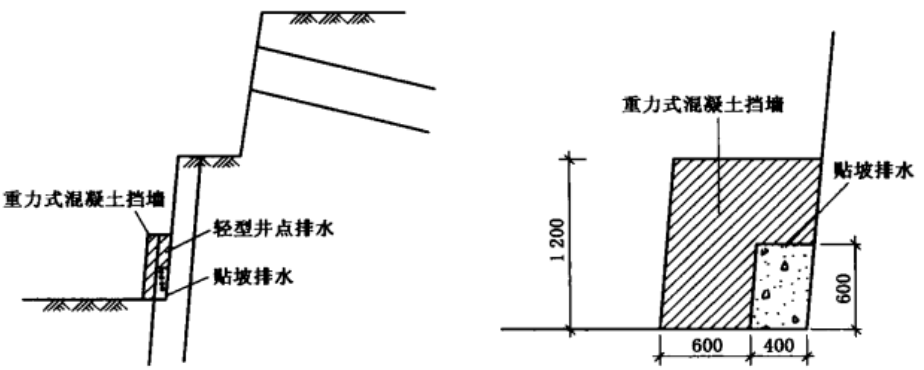
在基坑的北面边坡，设计土钉 4 层，即台阶以上 2 层，台阶以下 2 层，土钉长度均为 6 m。土钉钻孔孔径为 150 mm。编制 ϕ6.5@200×200 的钢筋网，喷射 100 mm 厚的混凝土。

3. 事故发生的经过及处理措施

该项工程于 1995 年 10 月 21 日开始挖土。当基坑挖深到 3～4 m 时才开始降水和支护，基坑挖深到 5～6 m 时东南侧及南侧东段下水管道涌水；挖深到 8～9 m 见地下水，基坑壁下部土体坍塌，无法施工。这时基坑东侧的南段坑外 3 m 处出现了平行基坑的裂缝，缝宽约 1～2 cm。建设单位邀请专家分析，专家分析后认为，出现上述问题主要是地下水

降不下去引起的，所以，决定一方面排除地下管道的渗水；另一方面在基坑内再打 10 眼降水井。在打井施工过程中，即 11 月 20 日基坑的南侧东段发生大滑坡，东南角的小锅炉房掉入基坑内。并且基坑南侧宿舍楼和东侧办公楼地面均出现了平行基坑的裂缝，缝宽 1～3 cm，并有发展的趋势。经有关部门研究，采取了如下处理措施：①停止挖土；②在基坑内继续打井进行降水；③对已塌方边坡进行支护加固，即设 3 层长 20 m 的土层锚杆（自由端长 5 m，锚固段长 15 m，设腰梁并施加预应力），一层长 8 m 的土钉；④修改了原来拟建的建筑物设计，即在基坑的南侧挖深 6 m 处留 6 m 宽的平台。

经过上述措施处理，上部边坡虽然得到了一定的加固，但是地下水仍然降不下去。地下水逸出点高出设计坑底 2 m 多。基坑无法继续挖土。这时建设方与设计、施工等有关单位研究，决定在基坑的东侧和西侧的南段打工字钢桩，护住基坑的坡角，设计工字钢桩长 7 m，嵌入深度 3 m，桩间距 0.8 m。但在施工中桩打不到设计深度，所以，钢桩实际嵌入深度只有 1～3 m，钢桩上端用 ϕ25 钢筋拉在土钉上，然后继续挖土。当挖到设计深度打垫层时，发现基坑西侧坑壁发生位移，桩后土体随地下水流出，基坑下部坑壁掏空，坑外南面出现裂缝，缝宽达 2～3 cm，并且坑壁向内位移和地面裂缝发展迅速。并于 1996 年 2 月 17 日基坑西侧，发生大滑坡，钢桩向坑内倾斜，情况发展十分危险，已危及西侧的 11 层办公大楼和 1 座 3 层锅炉房的安全。这时，甲方组织有关单位研究了抢险措施，首先是采取卸荷的办法，把边坡上部 4 m 的土层卸掉，开成了宽约 2 m 的平台，以减小土的侧压力。由于造成边坡坍塌的主要原因是地下水，要想稳住边坡首先要把西边坡土体内的地下水降下去，为此决定采用轻型井点降水措施，即设两排井点，第一排井设在基坑西侧的坡角处，井深 5 m，进入强风化岩 3 m，井距 1.5 m，共设 15 眼井；第二排井设在平台上，井深 9 m，井距 2 m，共设 11 眼井，通过井点降水降低了黏土层底部的上扬压力，同时，也减小了西侧边坡土体中的动水压力，增加了边坡的稳定性。为了加速排出土体中的水分，在西侧坡角处做贴坡排水，外侧做重力式混凝土挡墙，以增加边坡的稳定性，详见图 2-84。



（a）西坡重力式混凝土挡土墙　　（b）重力式混凝土挡土墙及贴坡排水

图 2-84　西坡混凝土挡土墙及贴坡排水

另外，在西侧边坡平台以上增设 2 排长 10 m 的土钉，用 ϕ6.5 的钢筋编网喷射混凝土。

4. 基坑土钉支护滑坡原因的分析

通过有关资料分析，认为造成该项工程基坑的两次大滑坡原因是多方面的，最主要

的原因是，由于变更了原来的降水设计，致使地下水降不下去所引起的，土钉支护设计所用的土的物理力学性能参数，都是在保证地下水降至－12.7 m 以下考虑的。但实际场区地下水管只降到－8 m 左右，这样，不仅增加了坑壁土体的动水压力，而且还使地下水浸润线以下土的强度指标大大降低。另外，基坑周围局部下水道渗水，基坑周边堆放重物、局部土钉设计偏短、挖土与土钉施工脱节等，也是造成基坑边坡不稳定的因素。

基坑开挖后期，由于地下水降不下去，为了防止坑壁下部土体的坍塌，局部设计了钢桩支护，结果有的桩打不下去，致使钢桩的锚固端达不到设计要求，后来又错误地把钢桩的上端用钢筋拉在土钉上，以及打桩时的振动破坏了坑壁土体的结构性，使坑壁下部土体坍塌形成负坡，这一连串的失误也是造成基坑后期滑坡的重要原因。

2.4.5 太原市某建行营业大厦基坑工程事故分析

1. 工程概况

该大厦位于太原市五一广场一侧，内筒外框结构，地上 33 层，地下 2 层，总高度136.4 m，建筑面积 43 800 m^2。

地表往下第一层为填土，埋深 1.3～4.35 m；第二层为黄土状粉土，埋深 3.5～6.5 m，$c = 23.8$ kPa，$\varphi = 7°$；第三层为粉土，$c = 26$ kPa，$\varphi = 3°$。埋深 10.5 ～ 18.5 m；第四层为粉土，埋深 17.2 ～ 24.2 m，$c = 51$ kPa，$\varphi = 21.3°$；地下水位－4.0 m，土体的渗透系数为 0.5 m/d。

2. 深基坑设计与施工

基坑平面如图 2-85 所示。基坑长 90 m，宽 40 余 m，设计深度 10.3 m；基坑 A 区采用双排钢筋混凝土灌注桩支护（梅花形布置），B 区采用单排钢筋混凝土灌注桩支护。支护桩的直径为800 mm，双排桩间距为 1.8 m，排距 0.9 m，单排桩间距 1.2 m，长度分别为21 m（东侧）、17 m（其余三个侧面）。基坑西侧和南侧的支护桩外都做了旋喷桩止水帷幕。基坑内共设 18 口降水井，井深 40 m，直径 0.4 m。

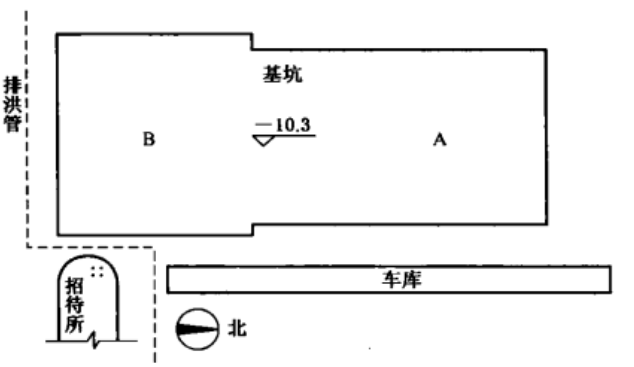


图 2-85 基坑平面示意图

该场地下面原有一直径为 2.0 m 的大型城市排洪管道穿过，基坑开挖前将该排洪管改道，绕基坑外通行。1995 年 6 月该基坑开挖完毕，开始作基础垫层，突然天降大雨，排洪管内流量剧增，巨大的水击力撞开了管道的拐弯处的接口，管内的洪水流出，冲开基坑东侧支护桩的桩间土，并引起部分支护桩体倾斜，地面塌陷，相邻单位一砖混结构车库倒塌近 30 m，某 4 层豪华招待所的基础外露，处境危险。

3. 事故分析

由于暴雨强度较大，地面坡度较大，大型排洪管道内洪水流量剧增，此时的排洪管道的压力也很大。管道内洪水流经拐弯处时，边界条件发生了急剧改变，而洪水在自身惯性

作用下，流线并不随边界条件的急剧变化而突然改变方向（即流线不能折角地转弯），致使主流脱离固体边壁，受到压缩或扩散，引起流速分布的迅速改组，惯性阻力显著增大，管壁经受巨大的水击作用，产生很大的拉力，而水击力随着管径的增大而巨增。本工程混凝土管道的管径为 2 m，在拐弯处未做反推力支墩（一般说来，管长小于 300 mm 时，可以不设支墩），周围的回填土密实度不足，洪水在拐弯处产生的巨大水击力撞开混凝土管道的接口，造成洪水泄露。

由于基坑的东侧未做止水帷幕，管道泄露的洪水直接冲击支护桩，使支护桩受到很大的水平推力，产生倾斜。洪水冲走桩间土，从而造成地面塌陷，附近的建筑物破坏。

4. 事故处理

事故发生后，首先抢修排洪管道，然后对 4 层招待所的基础进行注浆加固，同时，在基坑东侧支护桩外围进行土体加固，具体做法为在支护桩外钻孔，间距 1.5 m，用直径 32 mm，长 8 m 的带孔钢管插入钻孔中，将 425 号水泥配成 1∶1 的水泥浆，用 0.5 MPa 的压力注入钢管。倒塌的车库被拆除，待营业大厦的地下部分完工后，重新修建。

2.4.6 东北某跨线桥桥台基础事故分析

1. 工程与事故概况

东北地区某厂跨线桥桥台基础，平面尺寸为 23.78 m×25 m，基底深 12 m。施工时，仅参考附近 50 m 远处的钻孔资料，推测该地区自地表下 8 m 左右为高炉矿渣层，下部为砂质黏土，地下水在地面下 7 m 左右。

基坑采用人工开挖，边坡为 1∶0.2～1∶0.5。坡脚距基础底边 1.5 m，作明沟排水。当挖至矿渣底部时，发现有一层 300 mm 厚的淤泥层，其下才是砂质黏土，矿渣层呈北高南低倾斜，坡度不大，在层底有大量地下水渗出。这时，上部矿渣层边坡无失稳现象。于是，一面挖沟排水，一面继续向下开挖，至地面下 9～10 m 时，水流将淤泥冲走，继而砂质黏土片片剥落，北部和东部矿渣也随之倒塌。

土坡塌方后，改缓边坡坡度为 1∶2，并打入长为 3～4 m、ϕ150 mm 的圆木挡土桩，间距 1 m，在桩上部钉挡土板（如图 2-86 所示）。

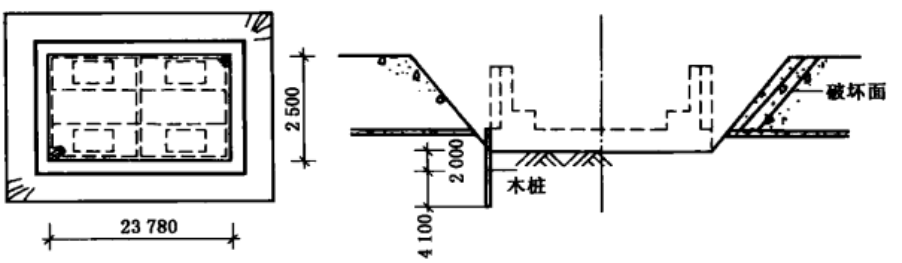


图 2-86 基坑平、剖面图

经采取上述措施后继续施工，但挖土不久，桩被土压倒，于是，将桩改为长 6 m、ϕ180 mm，间距缩小为 50 cm，桩上仍钉挡土板，并在挡土桩前加打了撑固桩（见图 2-87 所示）。

由于土压力太大，这些挡土桩也被压跨了。于是，第三次改桩长为 6 m，断面为

220 mm×250 mm 的木方，楔口密打，桩后用草袋装土加固边坡，并在坡上作截水沟。经过第三次加固处理后，边坡较稳定。当基坑开挖至基底附近时，又出现部分板桩倾斜。最后采取分块突击施工的办法浇灌桥台底层混凝土。

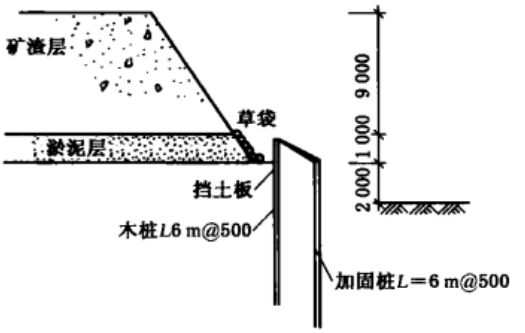


图 2-87 边坡处理示意图

2. 事故原因

综上所述，造成基坑塌方的主要原因有以下几点：

(1) 没有准确掌握地质资料，对新出现的淤泥层的影响考虑不足。

(2) 边坡太陡，片面追求减少开挖量，特别是下面 4 m 厚的砂质黏土边坡定为 1∶0.5，上面有 8 m 余高的矿渣层，压力很大，必然产生塌方。

(3) 对地面水和地下水处理不当，大量的生产废水和附近工程施工排水通过矿渣层渗入基坑，冲刷淤泥层，基坑底部被掏空，造成大量矿渣层滑塌。

(4) 施工顺序欠妥。如果先开挖桥下的铁路线，再开挖桥墩基础，开挖深度分两次降低，基坑边坡稳定状况就可以大大改善。

(5) 处理措施不够慎重。当出现塌方以后，采取改缓加坡，加打挡土板桩，这些是正确的。但对于桩长的选择没有足够的估计，以致造成一而再、再而三的失败。

2.4.7 北京某“广场”基坑工程事故分析

1. 工程概况

该“广场”位于北京市北三环路附近，地上 25 层，地下 3 层。该场地地质情况大致为 0～－3 m为填土；－3～－10 m 为黏质粉土和砂质粉土的交互层；－10～－12 m 为粉土层；－12～－15 m 为粉细砂层。上层滞水位于－2.9～－4.2 m。

2. 基坑开挖与支护

图 2-88 为基坑平面图，各处深度不等，最深处为－14.77 m。基坑在－5.0 m 以上采用插筋补强护坡，3φ14 的钢筋束，长 4～5 m，边坡表面布钢丝网，抹水泥砂浆护面。基坑在－5.0 m 以下采用直径为 800 mm、间距为 1.6 m 的钢筋混凝土灌注桩支护，桩长 22 m。基坑外侧作间距为 10 m、深为 32 m 的降水井(井底至砂层)，将上层滞水通过井底砂层排走。

1995 年 8 月，基坑开挖完毕，开始作地下室。11 月 2 日上午 11:00，绿化用地出现裂痕，并且发展较快，12:00 左右附近基坑的插筋补强护坡坍塌。

3. 事故分析

如图 2-88 所示，基坑东侧南段的绿化用地为一片松树林，基坑施工时，树木没有被砍伐，所以，基坑外侧的降水井只能做到树林两侧。基坑开挖时，施工单位在树林里打了几口浅井，用水泵抽取该地段的上层滞水，作为一种临时应急措施。基坑开挖完毕，基础施工开始。基坑运行期间管理不当，施工单位忽略了绿化用地内浅井抽水工作，只是将其他地段的上层滞水通过降水深井底部的砂层自动排走。这样一来，松树林里的地下水位开始慢慢上升，越积越高，对降水后施工的插筋补强护体形成一定的压力，同时，该地段地基

土的含水量剧增，其黏聚力和内摩擦角大大减小，使得插筋锚体与土体的相对刚度比增大，界面接触摩阻力减小，复合土体补强效应大大降低，最后造成插筋补强护体的破坏。

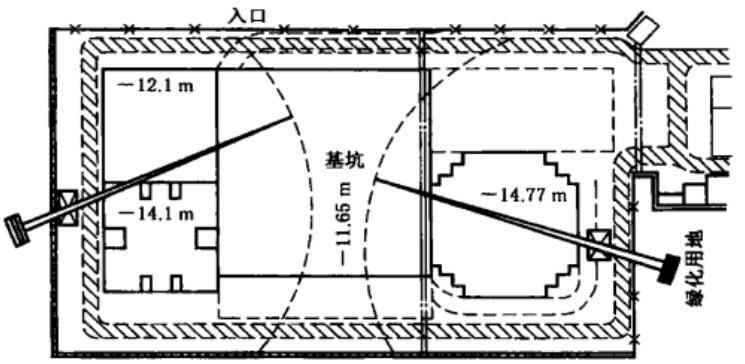


图 2-88　基坑平面图

2.4.8　天津无缝钢管总厂某基坑工程事故分析

1. 工程概况

天津无缝钢管总厂位于天津市东郊区，设备基础为意大利公司设计，基础面积 36 m×40 m，平均深度 9.0 m，基础底部共有 210 根钢筋混凝土预制桩支撑设备基础，桩长 31 m，截面 45 cm×45 cm，桩尖插入细砂层。

该场地地貌属于陆海相交互沉积的滨海平原，地下水位在−1.0 m 处，地表层为较薄的硬壳层，地表下 −12～−15 m 范围内为淤泥质粉质黏土层，其下为粉质黏土、粉土，−30 m以下为硬质粉土层、细砂层，该层选为桩基持力层。

2. 基坑设计与施工

如图 2-89 所示，主轧机基坑周边共布置 218 根长 15 m，截面为 45 cm×45 cm 的钢筋混凝土支护桩，桩距 0.9 m，桩顶标高 −3.5 m，−2.5 m，锚桩入土 9 m，支护桩与设备基础桩用钢筋作锚拉杆，锚拉杆的长度为 8～30 m，间距 0.9 m。

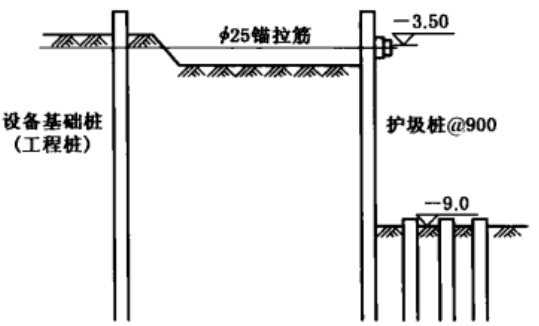


图 2-89　主轧机基坑剖面

1989 年 6 月 6 日到 18 日打支护桩，18 日到 24 日第一次挖土到 −5.0 m；6 月 20 日至 7 月 12 日降水；7 月 10 日到 22 日第二次挖土到设计标高 −9.0 m。

基坑开挖完毕，发现设备桩和支护桩均向基坑方向位移、倾斜，而且不断增大，基坑边坡出现裂缝，支护桩位移达 800～1 200 mm，主轧机基坑中的工程桩位移超过 400 mm 的占 78.5%，位移超过 600 mm 的占 42.8%，若按国家规范，桩的允许偏移量为截面边长的 50%，则有 90%桩的位移量超出规范允许值，这种情况在工程中较为少见。

3. 事故原因分析

(1) 基坑没有进行有效的降水。

1989 年 2—3 月，包括主轧机基础在内共有 868 根桩打下，打桩时间集中，量大，形成

的超静孔隙水压力在软土地基中短时间内不易消散。6 月又打入 218 根支护桩并立即开挖基坑，清除了上部覆盖土层的重量后，土体内部的应力平衡状态随之改变，使淤泥质土流动并带动了桩的水平位移。如果采取了有效的降低水位措施，土性得到有利的改善，那么，事故的程度将可减轻。

(2) 支护桩与坑外设备基础桩用 ϕ25 的钢筋拉结，钢筋呈松弛状态。

入土 9 m 深刚打入土中的每一根支护桩立即承受全部荷载，势必倾斜。另外，坑外设备基础桩作锚桩，其间距为 2 m，每根桩承受的最小水平推力为 105.4 kN，加之打桩引起的超静水压力，使桩所受的主动压力远大于 105.4 kN。根据桩的水平推力试验结果，450 mm×450 mm 的方桩，入土 31 m 时，允许水平承载力为 60 kN，可见，处于一个滑弧内的护坡桩和锚定桩都会产生较大的水平位移。

2.4.9 南宁某大酒店基坑工程事故分析

1. 工程概况

南宁某大酒店主楼 28 层，地下 2 层，深 12～13 m，呈不规则六边形。裙楼 5 层，地下 1 层，深 4 m，基坑平面见图 2-90。

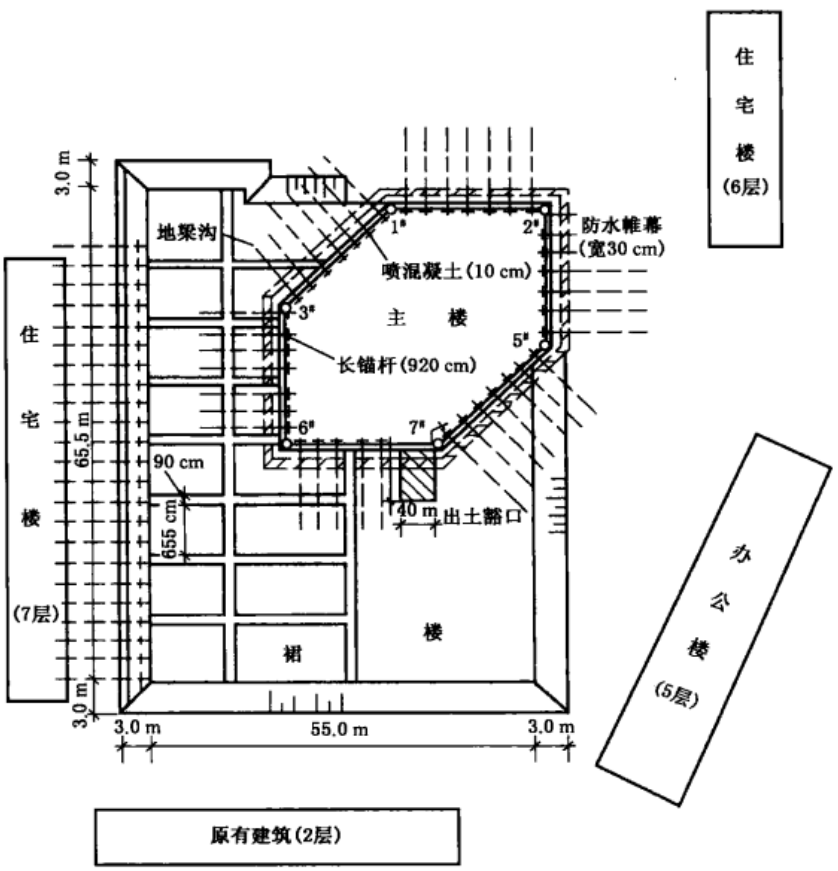


图 2-90 基坑平面布置图

该工程水文地质及工程地质条件复杂。地下水位有两层，一层在素填土和黏土之间，埋深 1～2 m，为地表水和大气降水补给。广西的雨季为 3—5 月是梅雨季节，6—8 月是暴

雨季节，因此，不能忽视这一层水。另一层在－6～－11 m 之间，是比较稳定的处于承压状态的地下水位。

土层分布为：－1.5 m 以上是素填土，以黏性土为主；－1.5～－6 m 范围内为黏土；－6～－12 m 范围内分布着厚度不均匀的粉质黏土、灰色粉土及粉砂，在重力挤压和地下承压水的作用下会变成流砂涌出，这一层粉砂是深基坑支护的关键环节。－12～－25 m 范围为坚硬密实的圆砾层，是主楼箱式基础的持力层。

2. 基坑支护设计

1）土钉墙支护设计

由于主楼和裙楼都具备一定的放坡条件，因此，放坡角度定为 75°，钢筋网喷射混凝土厚度为 100～150 mm。锚杆钻孔直径选用 ϕ100 mm 和 ϕ150 mm 两种，锚杆直径 425 mm，长度为 9.2 m，锚杆间距 2 m，层间距在 1#—2#—5# 孔间坡面为 1.5 m，其他边坡面为 1.8 m，呈梅花形布置，见图 2-91。

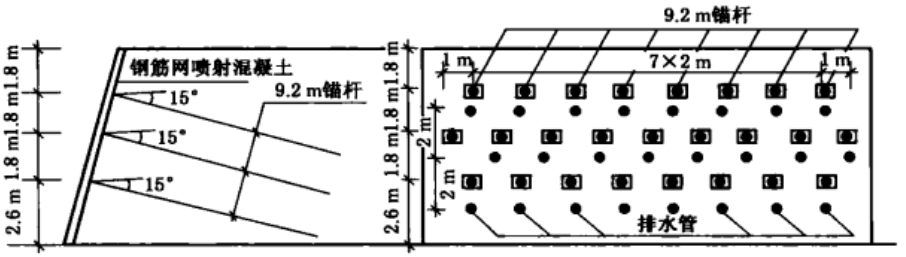


图 2-91　支护结构剖面和立面图

2）帷幕灌浆设计

止水帷幕采用高压摆喷形成连续的地下摆喷墙，同时，灌注水泥化学浆液进行固结，形成 30 cm 左右厚的地下连续摆喷墙。为了达到阻隔承压水的目的，摆喷墙的深度为－5～－25 m，穿过粉砂层、圆砾层，深入基岩一定深度。

3）降水与排水

在施工过程中，要求地下水位始终在工作面以下 0.5～1 m，基坑周边地面挖排水沟或用混凝土料堆积在基坑边形成台中阶，再喷混凝土便形成排水通道，避免地表水流入基坑。按锚杆的间、排距布设排水管（如图 2-90 所示），以免地下水沿锚杆孔渗出，对支护结构产生压力，造成不利影响。

3. 基坑险险及事故原因分析

宫华大酒店从基坑支护施工开始到箱基完成的近 10 个月期间，共发生 4 次危及基坑安全的险情，其主要原因分析如下：

（1）水害是造成基坑失事的重要因素。在基础施工过程中，工程总承包单位为了赶进度，在开挖主楼深基坑的同时也开挖了裙楼地梁，当整个基坑开挖到裙楼基础高程（地表下－4 m），主楼基础边开挖边用土钉支护，同时，在裙楼下开挖地梁沟，封闭的地梁沟容积为 161 m^3。1995 年 3 月 20 日一场大雨，地梁沟积水后，1#—3# 钻孔之间的裙楼底板出现了两道裂缝（称 1 号裂缝），其中，最后达 13 m 长（见图 2-92），沿着这裂缝靠近深基坑一侧土体下沉 5 mm。这是地梁沟水向下渗透或沿裙楼底板基础与主楼深基坑壁面

之间渗透到粉砂层，当时深基坑开挖到粉砂层，还没来得及喷混凝土，水渗透到粉砂层，变成流砂流入基坑，导致这部分土体下沉。当把地梁沟水抽干，封闭了混凝土喷层与土体之间的缝隙，切断了渗透水的来源，及时封闭了砂层，堵死流砂的出路后，裙楼基础底板再也没有下沉。

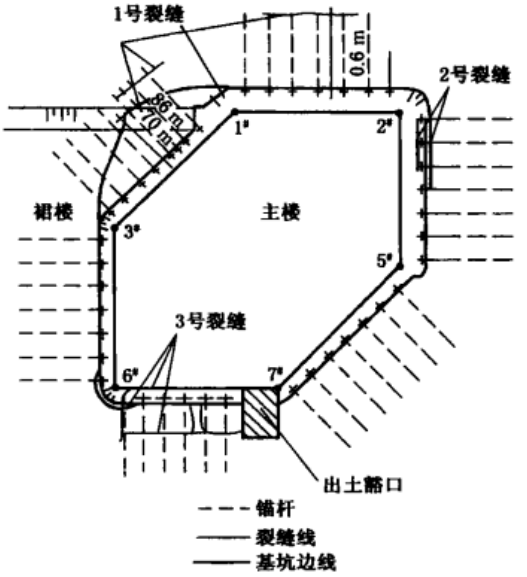


图 2-92 基坑裂缝位置图

4 月中旬，基坑开挖深度达到 13 m，基地圆砾层已暴露，主楼深基坑最下层挂网喷混凝土处于尾声。4 月 17 日上午发现，2#—5# 孔之间基坑壁顶的喷混凝土层与土体之间产生约 10 m 长、宽 5～15 mm 的裂缝（如图 2-92 中的 2 号裂缝），同时，距基坑顶约 3.5 m 深处喷混凝土层面上也出现了长约 6～8 m 的裂缝，并有发展的趋势。

分析其原因，是由于在深基坑底大量抽水引起的。根据施工组织要求，地下水位应在工作面以下 0.5～1 m 之间，结果帷幕至喷层之间土体失水，造成土体与喷层一起产生不均匀下沉。鉴于此，停止抽水（已没必要抽水，也不影响喷锚施工），观察裂缝发展，过一天后，观察裂缝不但没有发展，而且趋于闭合，可见水的作用是不可忽视的。

水对基坑壁稳定的影响，不仅表现在土钉墙施工期间，从基坑施工开始到基础施工结束一直存在着威胁。例如，6 月 18 日，浇筑钢筋混凝土箱基即将到达地面时，2#—5# 孔的基坑壁面喷混凝土层与土体之间出现长 8.4 m，宽 0.7 m，深 1 m 的大孔洞，危及基础施工及塔吊的安全。

分析其原因，主要是附近地势低洼，一场大暴雨后积了水，再加上 4 月 17 日抽水过量，喷面错落，造成喷层与土体之间的渗水通道，暴雨和地面积水沿这条通道流入基坑，掏蚀了上部土体，在崩坍土的挤压作用下，喷混凝土层向基坑方向产生了位移，其最大位移达 60 cm。

对上述大裂缝采取处理措施。在距喷层 1.5 m，2.5 m，2.3 m，2.6 m 的地面，挖 4 个 ϕ0.5 m、深 0.6 m 的圆坑。清除裂缝里的松土，露出混凝土墙的钢筋，将 ϕ18 mm 螺纹钢的一端焊在钢筋上，另一端置于圆坑内，在裂缝与圆坑内浇筑混凝土，靠钢筋拉住喷混凝土层，避免在基坑浇筑箱基期间塌滑，这种简单的方法获得了良好的效果。

（2）随意破坏原支护结构。这是造成后期险情的重要原因。为了出土方便，施工单位在挖方工程处于尾声时，在 7# 钻孔侧（见图 2-91）从裙楼底板（即 −4 m 高程）向下，在不作任何支护措施的情况下，挖深 6 m、宽 4 m、长 6 m 的出土豁口，以便运土。这个出土豁口，不仅破坏了已经封闭的帷幕结构，而且也破坏了已经封闭了的喷锚支护结构，从而导致严重的后果。首先，由于水位差的存在，被帷幕隔开的水带着土体，特别是带着粉砂层中的粉砂流入基坑，基坑壁背后裙楼底板下沉；其次是土体向豁口位移，破坏了已处于平衡状态的原状土，进而造成基坑壁塌滑。4 月 30 日凌晨的一场大暴雨，加速了这一过程，雨水储满了地梁沟，大量的地表水和地下水携带着流土和流砂，通过豁口流入基坑，拉

动喷混凝土层出现4号裂缝，最大宽度达到15 cm。同时，也引起裙楼底板下沉，靠近基坑壁处，最大下沉量为52 mm，内侧下沉量为83 cm，裙楼底板遭受严重破坏。泥流同时也促使基坑壁位移，最大位移达到53 cm，幸亏长锚杆仍然保持着相当大的承载力，因而避免了基坑壁塌滑。这与地质条件有密切关系，因为在圆砾层上面有3.2 m厚的粉砂层，粉砂层流失是导致裙楼底板产生不均匀沉陷的重要原因。另外，两排长锚杆基本上都在粉砂层，由于水泥浆与粉砂胶结效果好，相对的承载力高，但当时的一些长锚杆来不及安装锚垫板，抵抗不了土体在意外情况发生时向基坑变形，结果发生了基坑壁下滑的险情。

(3) 施工过程中的失误。这是造成险情的重要原因。施工组织设计规定，挖方工程必须分层开挖，以满足喷混凝土、打孔、安装、灌浆等工序的要求，一次挖方纵向长度为10 m，每层开挖深度为1.2 m。但在开挖6#—7#孔间基坑粉砂层时，一次挖深4 m到基坑底，不得不搭架施工，由于不能及时喷混凝土和安装长锚杆，又赶上4月30日的暴雨，基坑壁塌方，产生大变形，危及整个基坑安全。在这种情况下不得不回填2.5 m厚土体，对6#—7#孔间基坑壁墙脚压重，然后再开挖2 m宽后及时支护，接着回填2 m厚毛石混凝土(见图2-93)。这样既达到换土的目的，又起限制基坑壁继续变形的作用。对已掏空的部位采取打角钢、钢筋、填砂袋、毛石、喷混凝土等措施，制止事态的发展。对裙楼底已塌方、开裂的部位，采取堵塞裂缝、开挖排水渠道、喷混凝土、排地梁沟水等措施，抑制了基坑变形，保证了工程安全。

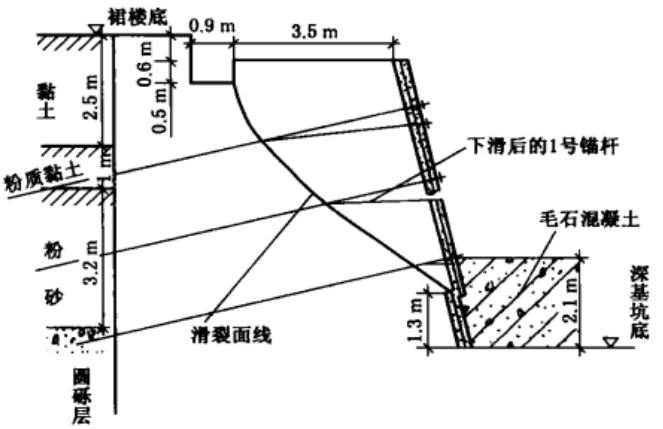


图2-93 基坑滑裂断面

2.4.10 海口市海甸岛某综合楼基坑工程事故分析

1. 工程概况

该大厦位于海口市海甸岛的白砂门海滨，与某法院综合楼及某花园商住楼毗邻。该工程占地9.2亩(1亩=666.6 m²)，总建筑面积为36 556.8 m²，由一栋21层写字楼和一栋18层公寓组成，两层地下室，地上高度分别为78.2 m和64.8 m。

法院综合楼于1991年建成，七层框架结构，建筑面积3 000 m²，高度为23.6 m，采用116根直径480 mm、长18 m的灌注桩群桩基础，其一层为办公室，二层至七层为住宅。花园商住楼为九层框架结构，1994年动工修建。

2. 工程地质剖面

工程地质剖面见图2-94。

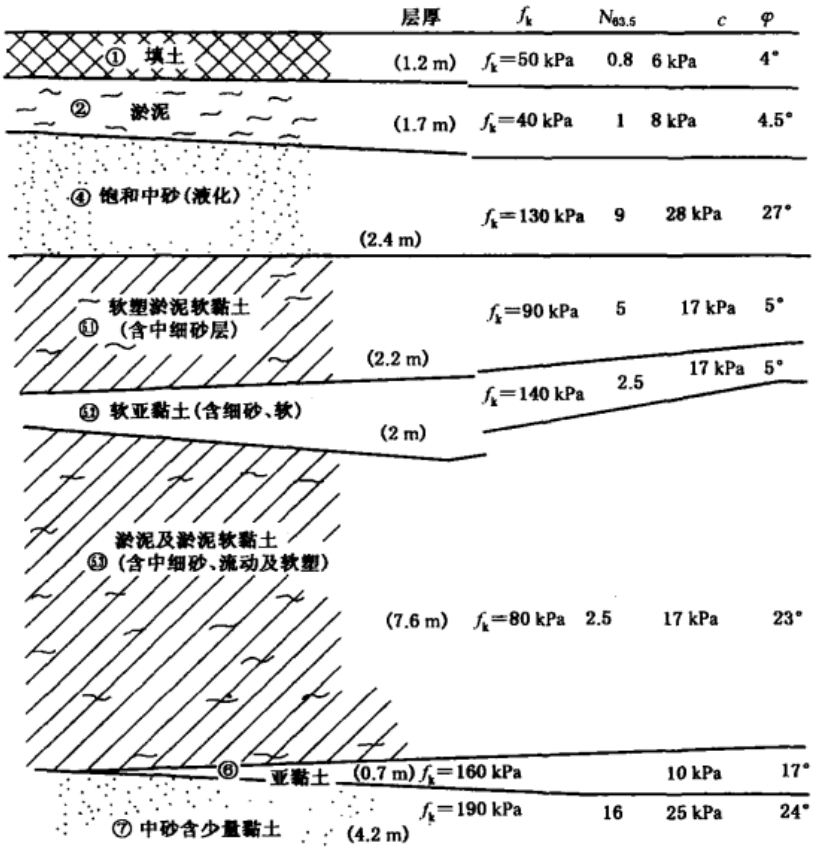


图 2-94 地质剖面图

3. 深基坑设计与施工

该大厦基础采用直径 800 mm 的钻孔灌注桩，其有效长度分别为 19 m，22 m 和 26 m。

该大厦基坑平面尺寸为 52 m×108 m，设计开挖深度为 8.65 m，基坑开挖采用坑内井点降水，放坡开挖(坡度 57°)，边坡喷锚支护，其中，在邻法院综合楼和花园商住楼的基坑两侧布置了四排非预应力锚杆，锚杆长度为 8～9 m，锚杆为 ϕ25 的钢筋，锚杆孔径 130 mm，水平间距 1.2 m，边坡表面采用 ϕ6@200 的钢筋网片，分三次喷射混凝土，总厚度为 150 mm。基坑周边共布置了 30 口降水井，其中，在法院综合楼一侧布置了五口降水井，井径 800 mm，井深 14 m。基础桩完工之后，于 1994 年 10 月 23 日，进行全面的不间断的基坑降水，井内水位在－10 m 以下不等；11 月 6 日开挖基坑，大约在 11 月 20 日，发现法院综合楼南台阶开裂。12 月 31 日 10:57，北部湾地震波及海口市，引起综合楼居民的恐慌，法院正式要求该大厦基坑暂停施工。1995 年 1 月 4 日，北京测绘院的测量表明，法院综合楼已向基坑方向倾斜了 0.28 m。一段时间以后，基坑北侧边坡大面积坍塌。图2-95为综合楼南侧台阶开裂情况。

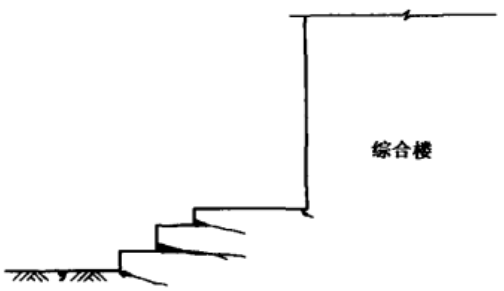


图 2-95 综合楼南台阶开裂情况

4. 事故分析

(1) 业主方缺乏深基坑工程经验。轻信了施工单位对喷锚支护的夸张性宣传，为了节省资金，忽略了深基坑工程的复杂性，在既有建筑物附近采用边坡喷锚、坑内降水的基坑开挖支护方案是一个严重的错误。不做止水帷幕而大规模深层降水和开挖是造成相邻建筑物倾斜的主要原因。

(2) 基坑降水使综合楼地基中的地下水形成漏斗形的水力坡降。综合楼位于海边，地下水极其丰富，加之土体的渗透系数较小，形成的降水坡度很陡。1995 年 4—7 月的实测结果表明，该场地的地下水位为－4.2 m，降水坡度如图 2-96 所示。

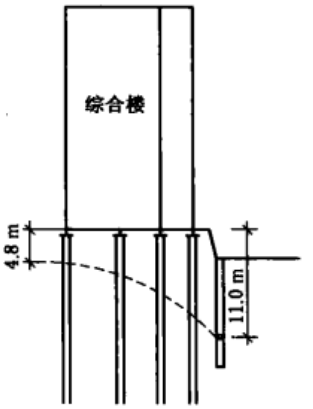


图 2-96　降水坡度示意图

水力坡降造成综合楼的不均匀沉降。基坑开挖前，综合楼基础桩承受竖向荷载产生下沉趋势，桩侧土体对桩作用以向上的摩阻力，即正摩擦力。原设计单桩承载力为 700 kN，其中，摩擦力为 666 kN/根，端承力为 34 kN。基坑降水，地下水位下降，使土体失水固结下沉，桩侧土体对桩产生向下的摩阻力，即负摩阻力，如图 2-97 所示。负摩阻力对桩形成下拉荷载，从图 2-97 可以看出，水力坡降使综合楼北侧基础桩的正摩阻力大大减少。同时，北侧基础桩的下拉荷载却比南侧基础桩的下拉荷载大得多。因此，综合楼北侧基础桩比南侧基础桩产生较大的沉降，综合楼向北侧倾斜。

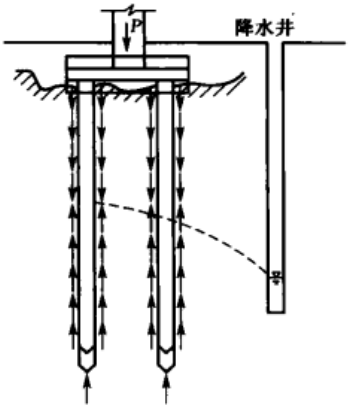


图 2-97　降水后桩的受力状态

(3) 基坑距综合楼太近。基坑边坡喷锚施工时，锚杆已深入到综合楼北侧基础桩间，钻孔时锚杆孔内涌出大量的地下水并携带着泥沙。由于地基土中含有砂粒，桩间水土的大量流失导致了土层的塌落，对基础桩形成了更大的下拉荷载。实践证明土层塌落形成的下拉荷载远大于土体固结对桩产生的负摩阻力。可见，边坡喷锚施工进一步加剧了综合楼北侧基础桩的沉降。

5. 事故处理

事故发生后，对法院综合楼纠倾扶正的技术指导工作，提出“桩基卸载纠倾法”，通过调整桩基与地基土之间的相互作用力，使桩基按预定的要求沉降，仅用了 3 个多月的时间，到 1995 年 7 月 26 日，综合楼纠倾成功。

吸取过去的教训，甲方对大厦基坑的继续开挖(从－3.5 m)拟定了新的方案。对基坑边存在建筑物的区段，采用钢筋混凝土灌注桩支护，并用深层搅拌桩在支护桩外侧形成止水帷幕；对基坑边无建筑物的开阔区段，采用放坡开挖，边坡喷锚。

2.4.11　广州某大厦基坑工程事故分析

1. 工程概况

广州某大厦基坑东、西和南面施工场地宽敞，北边紧临一条市政排水沟，水沟宽 3 m，深约 2.5 m。该基坑深 10 m，平面及基坑支护如图 2-98 所示。

2. 工程地质

勘探表明，场地范围内土层自上而下为杂填土：层厚 0.7～2.5 m；冲积粉质黏土：可塑，夹淤泥质土 $\varphi = 14.8° \sim 21.4°$，$c = 14.1 \sim 29.5$ kPa，层厚 0.7 ～ 3.1 m；残积粉质黏土：可塑 — 硬塑，$\varphi = 4.6° \sim 25.4°$，$c = 14.1 \sim 29.5$ kPa，层厚 2.2～9.3 m；强风化粉砂岩：强度低，用手易折断，层厚 0.35～6.5 m；微风化粉砂岩。

场地内的地下水主要为第四系的冲积层、残积层的孔隙水，整个场地地下水贫乏。受场地内自来水渗漏的影响，稳定地下水面为地表下 0.30～1.25 m。

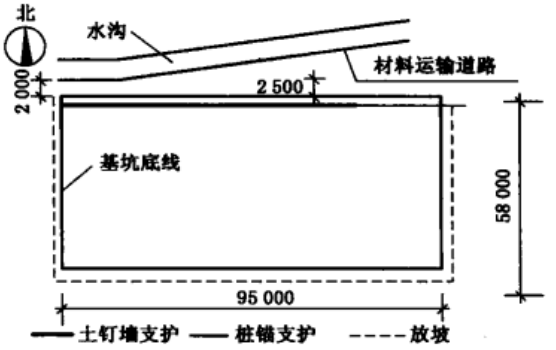


图 2-98 基坑平面图

3. 基础支护与开挖

基坑东、西、南三面采用放坡开挖，北面东端大约 20 m 的范围靠近一条建材运输道路，每天有重型卡车通过，这一段采用了桩锚护壁，其余部分采用土钉护壁。由于土钉支护不宜在有水的情况下进行，设计要求在土钉支护施工前，请市政公司将水沟改为钢筋混凝土渠箱。

基坑土钉墙支护共布置七排土钉，上层土质较松软，采用洛阳铲成孔，下层土质较硬，采用土锚钻机成孔，护面采用 ϕ8@150×150 钢筋网加 100 mm 厚喷射混凝土，基坑支护剖面见图 2-99。

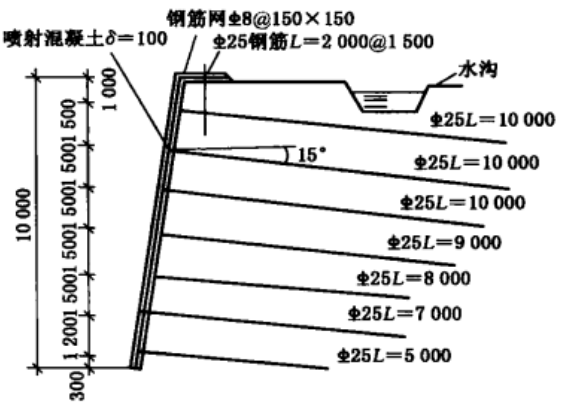


图 2-99 基坑土钉墙支护剖面图

由于基坑北面水沟由东向西逐渐靠近基坑，最近处离基坑边只有 2 m，所以，基坑北面西端大约 15 m 范围内，首层土钉下移至 1.3 m 处，倾角加大到从水沟底穿过，第二层土钉倾角改为 25°，土钉间距相应改为 1.4 m×1.4 m。

在基坑顶部及底部四周设置排水沟和集水井，支护面层设置 ϕ25 mm 长约 0.5 m 为塑料排水管，在第二、三排土钉范围内，部分热电厂水管加长到 2 m 左右，以利于水沟的水渗出。

由于种种原因，在北面基坑开挖并同时做护壁时，才开始渠箱的施工，从水沟的东端往西端逐步施工，与基坑支护施工同方向进行；这样护壁与渠箱两项工序在基坑北面并不宽敞的场地同时平行施工，二者互相之间造成一些矛盾，工期也受到一定影响，土钉支护施工未能在广州的雨季到来之前完工。

当土钉施工到基坑北面西头时，发现第二、三排土钉附近的土层中出现了淤泥质土，且夹有流砂层，与地质报告不符，土质条件较差，这一段又靠近水沟，地表生活用水不断，渗水较多，土钉成孔困难，经常塌孔，有一孔刚开始就塌落，形成一个 0.5 m×0.5 m 见方的大孔，施工单位立即插短钢筋，浇混凝土填补。与此同时，发现在基坑顶面离坑边 2～

4 m处出现一条 10 mm 宽的裂缝，长 10 m。设计人员立即修改设计，将这一段二、三排土钉间距加密到@1 000 mm×1 000 mm，土钉采用花管注浆，并二次高压注浆，喷层加厚，施工速度放慢，挖土后马上喷射混凝土，另外关掉地表生活用水阀门，加紧督促市政公司完成渠箱的施工。采用这些措施后，裂缝没有继续发展，这一段土钉得以继续施工。这也说明不好的地质情况经过采用专门的措施后，土钉支护仍能取得很好的效果。

当西端土钉施工到第四排，即土方开挖到基坑底以上 4 m 左右的深度时，水沟渠箱也正在进行西头这一段的施工，新老渠箱还差 10 m 左右未接口，这时，正赶上雨季，1997 年 3 月 19 日一场暴雨后，已做好的渠箱里的水流量聚增，按市政布设的导水管满足不了要求；沟渠水满，随时都可能溢出流向基坑。1997 年 3 月 21 日又降暴雨，下午，此段基坑底面以上 5 m 刚做好的喷锚网处，发现一漏水点，并迅速向下扩大成出水洞，大量水从该处涌出，该处未做渠箱处与基坑边壁之间土体已被水流冲空，渠箱水流全部从此流入基坑，基坑开始淹没。至 22 日早晨，差不多已开挖到底的基坑被水淹没，水面离基坑顶只有 1 m 左右，已挖好的基础桩也全部被泡，一直就很紧张的工期被这一突如其来的事故再次拖后。第一、二排各有两根土钉正好穿过这个孔洞，包裹土钉的砂浆体有 3 m 长左右被冲刷干净；基坑顶原为人行路，幸好有一100 mm厚的水泥板，再加上钢筋网喷射混凝土层，又有深层土钉的拉结作用，使此段基坑未发生滑塌事故，见图 2-100 所示。

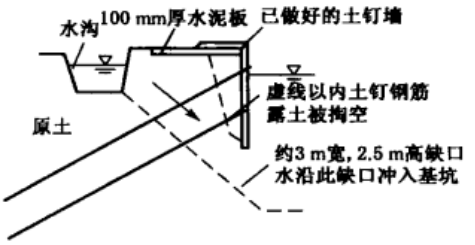


图 2-100　基坑北面缺口段剖面图

4. 事故分析

该基坑事故主要原因是，施工单位没有对基坑附近的水沟引起足够的重视，未能遵守设计提出的先改造水沟后进行基坑土钉墙施工的要求，而将基坑开挖、土钉墙作业和水沟改造同时相邻施工，相互影响，最后，导致水渠破坏，冲垮基坑边壁，基坑水满为患。另外，生活用水管理不善，场地不断浸水，降低土钉的抗拔力。

基坑勘探有误，使得在土质较差的地段还用土钉墙进行基坑支护，造成险情，幸好及时修改设计，才避免了较大事故的发生。

5. 事故处理

事故发生后，施工单位连夜调集抽水机具，迅速组织排水，同时，在缺口处打入钢板桩并堆置泥包堵水，至 22 日上午，缺口漏水仍未止住，又加上一排钢板桩，打梅花形短木桩，中间填泥包堵塞，到当天晚上 9 时，基本堵住漏水。

经过研究，对漏水缺口部位灌水下混凝土堵住洞口，同时，采用钢管树根桩加固，新渠箱底采用花管注浆加固，被掏空了的部位全部用土和泥袋填实。钢管树根桩孔径 150 mm，钢管 ϕ108@500，打入深度为 11 m，其中 3 m 以下加工成花管，注入 M20 水泥浆，注浆压力 0.5～0.8 MPa，钢管树根桩顶剖加焊 ϕ25 螺纹钢，使之形成一整体；新渠箱底的花管注浆采用 ϕ50 mm 钢管加工而成，注入 M20 水泥浆，注浆压力 0.5～0.8 MPa，孔深 3.5 m。在加固抢险的同时，开始逐步抽走基坑积水，但速度不能太快，防止突然卸载引起土层塌方。加固后暂停基坑土钉支护施工，待做好水沟渠箱后，再进行支护。测量表明，基坑缺口附近顶部一测点最大水平位移达 52 mm，垂直位移为 5 mm；基坑北面中部最大

水平位移为 29 mm，垂直位移 4 m，土钉支护施工完毕后，经过了好几次大暴雨的考验，水平位移及沉降基本无增长。

2.4.12 镇江市某广场基坑工程事故分析

1. 工程概况

该广场位于镇江市主干道中山东路北侧，东邻斜桥街，西邻河滨饭店，北面为小巷，总建筑面积 12.9 万 m^2，由 1 幢 16 层和 2 幢 30 层的商住楼及 6 层裙房组成，占地面积约 8 400 m^2。1 层地下室，基坑挖土深度(从自然地面算起)为－6.8～－7.8 m。建筑物平面位置如图 2-101 所示。

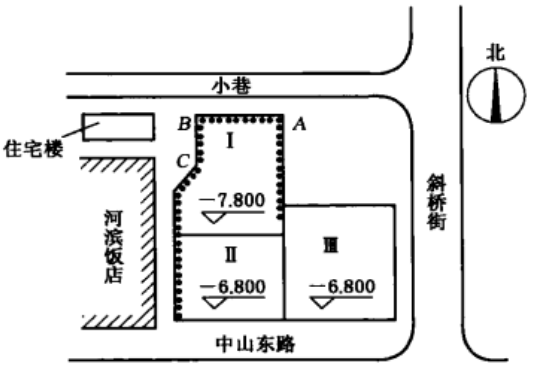


图 2-101 某广场总平面图

该工程地质情况为：第一层为杂填土，厚 2 m；第二层为素填土，厚 2～3 m；第三层为粉砂层，厚 3～4 m；第四层为黏土夹砂层，厚3 m。

2. 基坑设计与施工

基坑支护情况为西、北两边采用钢筋混凝土钻孔灌注桩，东、南两边采用放坡处理。基坑防水采用在基坑外侧做三排深层搅拌桩，宽度 1.2 m，深度为进入弱透水层 1 m。

当Ⅰ区土方挖至－7.2 m 时，发现北边和西边的 A—B—C 部分支护桩之间多次渗水，渗水量由小渐大，渗水高度在离挖土面以上 40～50 cm，并伴有细砂淌出。在离基坑边 1.5～2.5 m 处的基坑底上多处涌砂，挖土面上每天的渗砂量约 10 cm 厚。与此同时，西侧五层住宅楼多户居民家的墙面和地面出现裂缝，房屋东侧下沉，东端两角下沉量分别为 29 mm和 45 mm。1～2 d 之间，住宅楼东单元住户室外天井地面突然出现局部塌陷区，塌陷深度 4～5 m，塌陷直径 1.5 m。此外，北边小巷一侧的临时砖围墙向内侧倾斜，小巷路面出现裂缝。情况紧急，施工被迫中断。同时，渗水和涌砂现象已使基坑外侧(主要是北、西两侧)造成一定的地面沉降。

3. 事故分析

造成渗水和涌砂的主要原因是，基坑支护结构外侧的深层搅拌桩施工质量较差，未达到预期的防水效果，并且止水结构深度不足，形成管涌。基坑挖土后，基坑外侧的地下水将高出基坑挖土面 5 m 多，在压差作用下，靠近围护桩部分的地下水在挖土面上沿着防水层的薄弱部位渗漏，并伴有细砂流淌，离围护桩较远部分的水则从挖土面下部向上渗透，并伴有细砂流淌。形成基坑外土层变形下沉，局部地面塌陷，房屋墙面和地面开裂。如不及时治理则会造成房屋倾斜、倒塌，人员伤亡，各种地下管线损坏等。

4. 事故处理

该事故处理主要采取支护桩内侧增设混凝土止水墙、支护桩外侧压密注浆以及轻型井点降水三种措施。

1) 支护桩内侧增设混凝土止水墙

浇筑混凝土挡墙前，对围护桩之间渗漏严重的部位先用水泥砂浆砌砖堵漏，并在水泥砂浆中掺加水玻璃速凝剂，对桩身进行适当清理，增强挡墙与围护机体的结合。然后如图

2-101 所示，在紧靠围护桩内侧的 $A—B—C$ 范围内，抢筑一道混凝土挡水墙。顶面高度超过渗漏水位 30 cm，下面沿已开挖的基坑底下挖 30 cm，全高 100 cm，墙厚40 cm，混凝土强度等级 C20（见图 2-102）。浇筑此墙的目的是紧急挡水。该措施施工操作简便，时间短，费用省，见效快。一昼夜抢筑结束，挡水效果十分明显。围护桩之间的渗漏基本堵住，仅有局部位的地下水渗漏点上升到挡墙上面，在围护桩之间出现渗漏。基坑挖土面上的渗水渗砂现象有所减少，但未彻底制止。浇筑混凝土挡墙时，每隔3～4根桩用一短钢筋头插进两桩之间，钩住围护桩，防止挡墙与围护桩脱离。

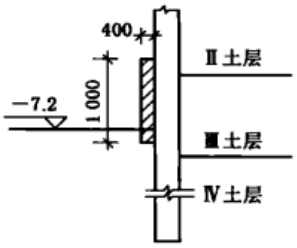


图 2-102　挡水墙示意图

2）围护桩外侧压密注浆

如图 2-103 所示，在紧靠围护桩外侧的 A—B—C 范围内进行压密注浆，以增强外侧土层的防水能力。注浆分两排进行，紧靠围护桩的一排为双浆：水玻璃浆＝1∶0.25，工作压力控制为 0.2 MPa，注浆后，迅速形成止水帷幕。第二排为单液水泥浆作为第一排注浆的加强层。里外两层的注浆孔交叉布置。注浆方向为 C—B—A，注浆施工时间为 7 d，注浆后止水效果良好，基坑挖土面为涌水涌砂现象消除。

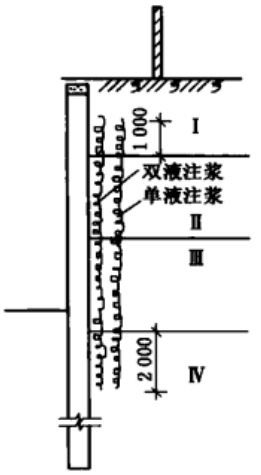


图 2-103　压密注浆示意图

3）轻型井点降水

由于基坑挖土深度尚差 60 cm，该土层仍为透水层，为确保继续挖土时，施工操作顺利进行及整个地下室工程的施工安全，决定在紧靠混凝土挡墙一侧的 C—B—A 范围内设 1 道轻微井点降水，吸水管打入黏土夹砂层 3 m。抽水后，水位得到控制，在挖土及地下室施工中未再发生其他不利影响，保证了地下室工程的顺利施工。

采用上述堵漏与降水相结合的方法，可满足快、便、省三方面要求。解决工程基坑渗漏、涌砂问题，避免对毗邻建筑物的不利影响，保证施工顺利进行。

2.5　基坑施工管理不善造成的工程事故实例

基坑工程管理不当，一些工程负责人、甲方业主在思想上不够重视，认为基坑支护工程是临时性工程，另外，对基坑工程又缺乏经验，施工指挥人员技术素质较低。有的甲方业主片面压低造价，也是引发事故的另一个主要原因。如深圳某公司油库护坡挡墙有 6 000 多 m^2，由于片面压低造价，采用毛石砌体，结果一场大雨，全部将毛石护坡冲垮，查其原因，设计方认为是施工质量问题，而施工单位认为是设计方案问题，两家纠缠不清，实际上是工程造价压得太低。现在要修好护坡又要花 350 多万元，真是得不偿失，有苦难言。管理薄弱、管理混乱、管理失职，这是基坑事故多发的又一个重要原因。

2.5.1 无锡某娱乐城基坑支护结构倒塌事故分析

1. 工程事故概况

该娱乐城工程地处无锡闹市区，平面示意图见图 2-104，主体地上 22 层，地下 3 层，建筑面积 47 800 m^2。基坑长×宽为(92～87)m×(53～47)m(西边线及南北边线有转折)，基坑深度 11.5 m。局部电梯井及集水坑加深约 2 m。围护桩采用 ϕ800@1 000 mm 的钻孔灌注桩，桩长 20.5～21.5 m，桩身配筋为 12Φ20，混凝土强度等级 C25。桩顶设置 800 mm 宽×400 mm 高的封闭圈梁。桩间采用压密注浆作为隔水层。在标高－2.6 m 处设一道 ϕ609 mm×11 mm 预应力钢管内支撑，中间采用六道水平纵向支撑(间距 7～8 m)，四角采用水平大斜支撑(22.5 m×22.5 m)，支撑围檩：H350 mm×350 mm×19 mm×12 mm，在西南角和西北角水平大斜角撑部分各增设一根第二层的斜支撑。

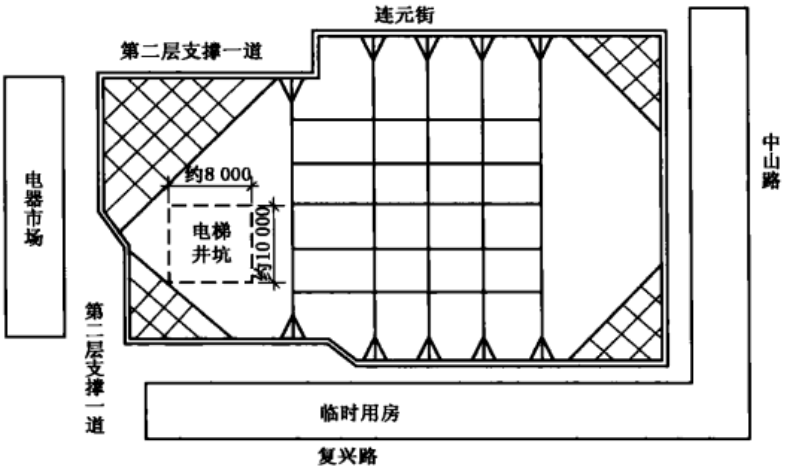


图 2-104 基坑半面示意图

工程自 1995 年 2 月开始围护桩及工程桩施工，于 1995 年 9 月开始，从东向西进行挖土、内支撑安装及桩间压密注浆施工，于 1996 年 4 月 13 日，基本完成深基坑围护支护工程项目。1996 年 4 月 13 日至 4 月 20 日，继续以人工挖除基坑西南角剩余土方约2 000 m^3，同年 4 月 20 日 17:00 左右，基坑西南剩余土方基本挖清后，不到 10 h，即于 4 月 21 日 02:25左右，基坑西南角发生倒塌。

倒塌现场情况是，基坑西南角倒塌范围约 22 m×22 m，该范围内三道水平大斜角钢支撑 ϕ609 mm×11 mm 和支承钢围檩：H350 mm×350 mm×19 mm×12 mm 均外移脱坠；南边 17 根钢筋混凝土围护桩 ϕ800@1 000 mm 及压顶圈梁，800 mm×400 mm 断坍入坑内，南边两层临时砖混用房八间，两只水泥筒和 630 kV 厢式变压器倒塌入基坑，七间临时砖混用房倾斜裂缝，基坑边大量土体塌入坑内；南边相邻复兴路路面裂开长缝；西边 20 根围护桩及压顶圈梁严重变位，西边与电器市场相邻路间下沉约 0.5 m，电器市场建筑物(多层钢筋框架结构)邻近部分发生裂缝；坑北面近中央转折部位钢支承围檩，焊缝裂缝，北面连元街道路裂缝，以及相邻周围水电线路损坏等诸多现象，且险情仍在继续发展。在现场抢险指挥部直接组织指挥下，通过采取一系列的紧急抢险加固措施，方控制了险情的进一步发展。

2. 事故原因

(1) 该基坑主楼部位深 11.5 m，围护结构的支撑和围檩系统强度尤其是刚度的安全

度均较正常偏小，缺乏应有的安全储备，对局部加深相关部位严重不足。

特别是主体深基坑西边线转折不同轴，具有约 4 m 的大转折角，西边线中部的钢围檩转折角凸角节点部位为最薄弱处，承担不了该围檩结构在该节点部位的内力（围檩轴力、弯矩及剪力）和刚度（约束杆杆件结点变形的能力）的要求。节点焊缝强度严重不足（仅约一半左右）而首先破坏失效，从而使西南角大斜面角撑失去平衡稳定而外移脱坠，导致整个西南角部位围护桩产生很大变形及折断，南部围护桩折断而倒塌，此为该深坑西南角部位坍塌事故的主要原因。

（2）西南角大斜角撑的第二道斜撑，由于机械挖土而曾经拆除（此时距坍塌事故前约 50 d，西南角尚有约 6 000 m^3 土方的被动压力），后再安装施加预应力（此时距坍塌事故前约 8 d，西南角尚有约 2 000 m^3 余土方的被动土压力）；另基坑西边线中部转折旁有一局部加深 1.8 m 的电梯井坑，并出现局部流砂；如此，虽为短期和局部的状况，但应为干扰基坑西南角支护结构体系原已薄弱的安全度的重要因素。

（3）1996 年 4 月 21 日，基坑西南角部位坍塌前，已曾明显出现邻近道路的沉降和裂缝，对此不断发展的不良迹象，现场管理缺乏严肃的技术分析，又存侥幸心态，而未认真重视和采取妥善加强预防的措施，亦应为最终发展为基坑局部倒塌事故的不应忽视的因素。

3. 事故的技术处理

基坑（围）支护结构部分倒塌后，由于围护桩和钢支撑组成的体系失去平衡，整个基坑险象环生，特别是基坑西南和西北角部位、西南角部位。由于南边围护桩及大斜角撑坍塌入基坑，使西边围护桩失去平衡，变成悬臂桩，在西边主动土压力的作用下围护桩不断倒向基坑，与电器市场相邻路面不断下沉，电器市场建筑物邻近部分也发生裂缝，为了防止西边围护桩也同样采取钢管斜撑在围护桩上，“稳”住已倾斜的围护桩。在基坑的西南及西北角部位，卸去围护桩的土荷载，拆除临时房，清理倒塌部位的堆积物减轻土体对西南及西北角部位围护桩的主动土压力。由于支护结构的部分倒塌破坏了原有土体结构和阻水围帷。基坑及围护桩间流水、流砂严重，在基坑西边，北边进行压密注浆，在基坑底部用混凝土体加固。西南角西边围护桩由于西南角大斜角撑失去平衡稳定外移脱坠，使西围护桩产生很大变形并部分已折断，在西侧主动土压力作用下，（基坑）围护桩在基坑底部亦在向外位移，为了防止其不断位移而发生倒塌，在接近基坑底设置了三道东西方向的钢支撑。通过上述的抢险和技术处理，事故的险情基本得到了控制。

2.5.2 南京市某农贸市场大楼基坑事故分析

1. 工程概况

该农贸市场大楼位于南京市，南临珠江路小学教学楼，西距进香河路 4.5 m，基坑深 6.5～7.0 m，其平面位置图见图 2-105。

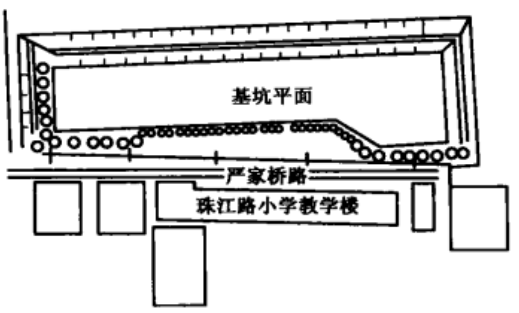


图 2-105 农贸市场大楼基坑平面图

场地土层自上而下依次为：第一层为填土，厚 2.8 m，可塑至软塑；第二层为粉质黏土，厚 1.6 m，软塑；第三层为淤泥质粉质黏土，厚9.4～13.5 m，流塑；第四层为粉质黏土，厚 0.5～7.8 m，软塑；第五层为粉质黏土，可塑至硬塑。

2. 基坑设计与施工

该工程基坑南侧沿小学教学楼地段采用钻孔灌注桩，桩径 700 mm，间距 800 mm，桩长 13 m，送桩 2.0 m，桩顶设 500 m×800 m（宽×高）的钢筋混凝土圈梁，设一道长 15 m，与水平面成 20°～30°的锚杆加固，间距 1.5 m，锚固腰梁为桩顶圈梁。南侧与西侧均为人工挖孔桩，桩径 2.0 m，间距 3 m，桩长 7～8 m，在桩间隙处采用压密注浆，以形成止水帷幕。基坑东侧和北侧由于场地开阔，采用两个台阶的放坡处理，坡角采用砖砌矮墙，矮墙厚 240 mm，高 1.0 m，M7.5 砂浆砌筑，放坡坡面拟用钢丝网和水泥砂浆抹面，以保证边坡的稳定。

方案实施过程中，坡面钢丝网和水泥砂浆抹面未做，大型挖土机械有时就停在桩顶圈梁上，采用反铲挖土，且一次挖到设计标高。基坑部分土方开挖后，发现道路开裂，小学教学楼向北移动 9 cm，沉降 11 cm，教学楼南侧台阶隆起开裂，墙体也开裂，地面有多道弧形裂缝，裂缝宽 15 cm，该教学楼暂停使用，见图 2-106。周围房屋也因不均匀沉降而开裂，住户被迫疏散，房屋拆除，剩余土方推迟开挖，并采用斜向钢支撑加固基坑边坡，才避免了房倒人伤的事故。

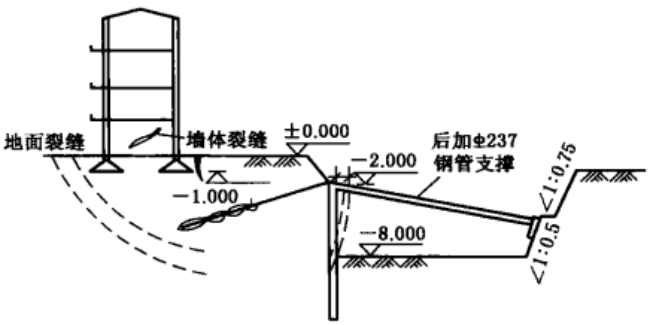
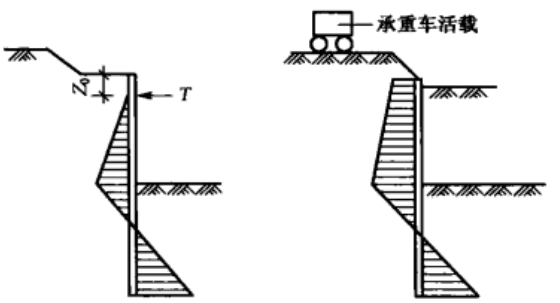


图 2-106 基坑事故示意图

3. 事故分析

（1）支护结构实际承受的主动土压力远大于设计值。设计支护结构时漏算地面附加荷载，如土方堆载、材料堆载以及运土车辆活载等。桩顶 2 m 土方没有卸载即进行基坑开挖，计算模式与实际受力相差过大（图 2-107（a）、（b））。



（a）原设计模式　　（b）实际受力模式

图 2-107 计算模式及受力示意图

（2）锚杆计算错误。按 1 m 范围内的土压力计算锚杆受力，而锚杆的实际间距却为 1.5 m，这样一来锚杆所受拉力少算 50%，导致支护桩产生较大变形。同时锚杆端部伸入房屋基础下近 3 m，锚杆变形和土体蠕变引起地面裂缝和房屋的侧向变形。

（3）野蛮施工。大型挖土机械有时停在桩顶圈梁上，进行反铲挖土，使桩顶严重超载，桩顶变形超过 18 cm，且变形量的增加很快。

（4）道路上的载重汽车频繁来往，使路面（原为填土）形成多处洼地，土层锚杆横向受力，加剧了锚杆的变形。同时道路下的排水管道局部破损漏水，这些不利因素增加了支护桩的主动土压力。

2.5.3 北京某饭店基坑工程事故分析

1. 工程概况

该饭店位于东直门外，平面呈S形，地面以上26层，中间塔楼部分为29层，总高度103 m，总建筑面积84 000 m^2，地下两层，基坑长190 m，宽79 m，深11.5 m，总开挖土方量达12万 m^3。该场地土为可塑状黏土，重度为19 kN/m^3，含水量为18.9%，不排水剪切强度 $c=30$ kPa，$\varphi=23°$。

2. 基坑设计与施工

基坑除局部地段采用钢板桩护坡外，绝大部分采用1∶0.5放坡。在基坑北侧铺设钢轨，安装大型塔吊。1983年初基坑开挖，而7月1日0:10，基坑北坡突然发生滑坡。滑坡体沿基坑长达10 m，最大进深3.5 m，滑坡体总高7 m，其中直岔溜坡峭壁高4 m，滑坡顶面临近塔吊轨道，离塔吊枕木仅0.6 m，危及塔吊安全，被迫停工。在滑坡体东侧出现一道长16 m、宽10 cm的大裂缝，裂缝与边坡平行，距坡顶边缘0.5 m，见图2-108。

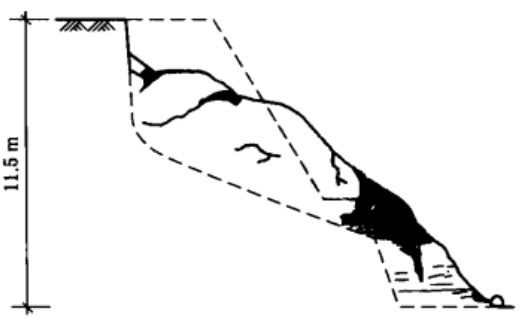


图2-108 基坑北坡滑坡现场

3. 事故分析

(1) 基坑挖深11.5 m采用1∶0.5放坡，缺乏理论根据，这是发生事故的主要原因。

(2) 昆仑饭店为高层建筑，工程量大，工期长，只做斜坡抹面，不做坡顶抹面，对边坡保护不力；施工期间雨水渗入土中，对边坡稳定产生不利影响。

(3) 为在基坑底进行静压桩试验，提前开挖这段边坡，长期未做护面。后来在滑坡体西侧打18 m长的钢板桩局部护坡时，使相邻的天然土体受打桩振动发生松动。

(4) 为排除基坑上层滞水，采用水泵抽水方式。因排水管线长，在坡顶设置中转排水井，离坡边2.5 m。中转井没做防渗措施，井中水长期外渗，使周围和下部土体含水量增大，抗剪强度降低，这也是基坑滑坡的一个重要原因。

(5) 在地面以下5 m外，有一层黏土隔水层。由于中转排水井下渗的水积聚在此黏土层以上，形成坡体滑动面，造成深达4 m的滑坡土体。

(6) 滑坡发生前2 d，已发现地面有一道通长裂缝与基坑边缘平行，裂缝1.5 cm。滑坡前1 d，裂宽发展到10 cm。对此预兆未采取措施，是造成事故的关键原因。

4. 事故处理

(1) 撤消塔吊路基内所有的集水井。

(2) 清除滑坡段基坑底部的虚土，在坡脚与已建基础之间浇筑混凝土底板，起填充卡紧作用，阻挡发生新的深层滑坡。此混凝土底板总长42 m，超过滑坡长度，作为加固边坡的一项措施，见图2-109(a)(b)。

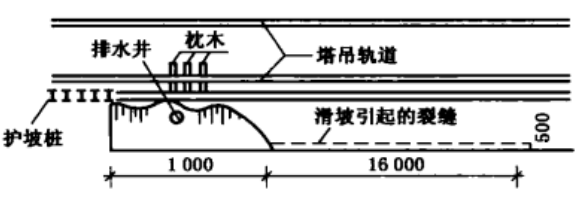


图2-109 (a) 基坑北侧平面

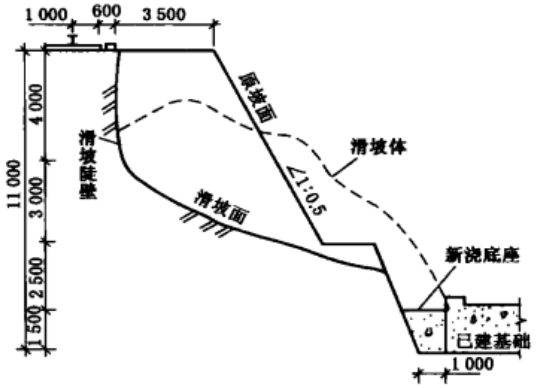


图 2-109 (b) 基坑北侧剖面

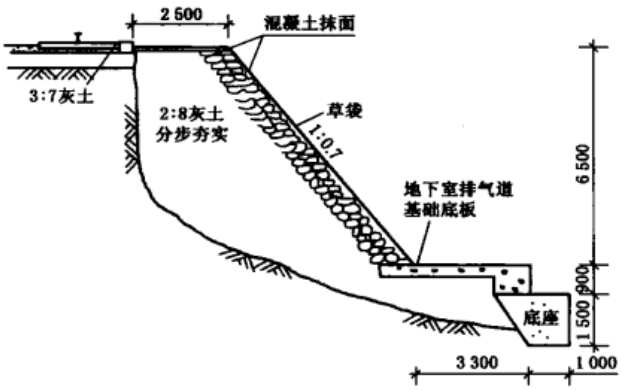


图 2-110 基坑加固图

(3) 大滑坡区,提前做好地下室排气道基础底板,底板上堆放土草袋,其内侧有 2∶8 灰土分步夯实,见图 2-110。

(4) 相邻人防出入口,浇筑混凝土。

(5) 人防出入口以东,原边坡虽未裂损,为确保今后的安全,也堆放土草袋,并在其内侧分层压实粉质黏土。

(6) 在装土草袋外侧与坡顶,用混凝土抹面保护,防止雨水冲刷。

(7) 滑坡立岔陡峭与加固体之间分层做台阶,连接新老土层,坡顶用混凝土抹面,其宽度为 4 m。

经上述加固后,坡度由原来的 1∶0.5 放缓到 1∶0.7,增加了安全度。

5. 加固后的边坡稳定性分析

(1) 滑动圆弧面在塔吊轨道外侧,抗滑稳定安全系数 $K=2.05>1.3$,安全。

(2) 滑动圆弧在塔吊轨道内侧,计入塔吊最大轮压 750 kN,作用在沿塔吊轨道 2 m 范围,通过枕木传至坡顶,按均布荷载计算,与实际受荷面积相符,抗滑稳定安全系数 $K=1.06<1.3$,不安全。

(3) 用常规圆弧法计算,塔吊最大轮压 750 kN,按枕木范围比例将轮压分配到滑动体 2～3 个土条上,实际轮压应力扩散数值减小。

(4) 用常规圆弧法按平面问题计算,取 1 m 分析,实际轮压只作用在 2 m 范围,2 m 以外还安有轮压计。如按 2 m 作为隔离体按空间问题计算,计入滑动体两侧的摩擦力和黏聚力,则边坡稳定安全系数满足要求。

6. 现场坡顶加载试验

起重机将大型钢锭集中压在加固后的基坑坡顶的三根枕木上,2 m 长,2 m 宽,高达 3.5 m,总荷载 750 kN,与塔吊最大轮压相等。共设五个观测点,用经纬仪和水准仪监测坡顶竖向沉降和侧向位移。满载后 16 h 变形稳定,实际最大沉降量为 10 mm,侧向水平位移为零。为考虑施工期间遇暴雨情况,用水管在钢锭下灌水 35 min, 8 h 后实测沉降量为 20 mm,侧向位移为零。事实上,塔吊在某点停留时间很短,满载机遇很少,在暴雨时停工。加载试验将最不利因素叠加,时间长达 24 h,但是在加载过程中,未发现任何裂缝。试验证明基坑加固后边坡是稳定的。

2.5.4 上海市浦东两个商厦毗邻的深基坑事故分析

1. 工程概况

第一商厦和第二商厦是浦东张杨路商业购物服务中心的两幢相邻的高层建筑，分别由某市建筑设计院和某市机电设计院负责设计。两幢商厦相邻轴线间距 14.5 m，见图2-111。

(1) 第一商厦工程由主楼和裙房组成。主楼为 26 层，地下室 2 层，总高度为 99.6 m，裙房为 4 层，高度为 13.6 m，工程桩均采用 50 cm×50 cm 的两节预制钢筋混凝土方桩，混凝土标号为 C30，桩长 25 m，桩距 1.95～2.10 m。桩持力层在⑦$_{-1}$层，单桩设计承载力为 1 700 kN，主楼桩数为 225 根。裙房采用同一持力层，单桩设计承载力为 1 400 kN，桩数为 241 根。整个工程桩数为 466 根。

基坑开挖深度在－7～－8 m，基坑围护采用水泥土搅拌桩，墙体顶宽为 4.2 m，底部 5.2 m，深 13.5～14.5 m 的自立式结构，用以挡土和止水，见图 2-112。

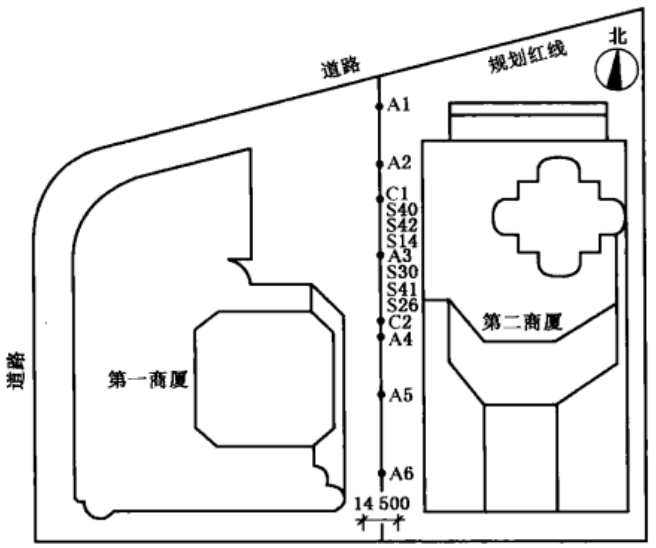


图 2-111 两商厦平面及测点布置图

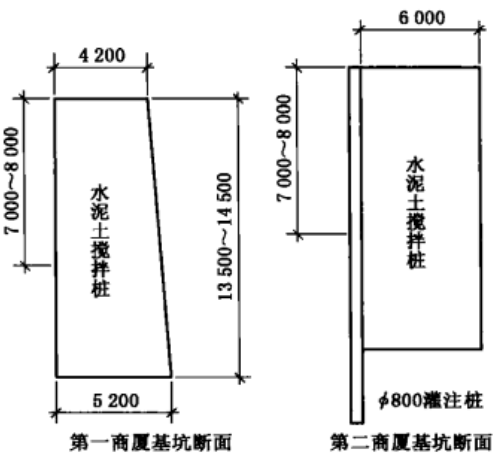


图 2-112 基坑断面图

(2) 第二商厦工程由主楼和裙房组成。主楼为 24 层，高度为 100.2 m。裙房为 8 层，高度为 38.40 m。主楼工程桩采用 50 cm×50 cm 断面的两节预制桩，混凝土标号为 C40，桩长 24 m，桩距为 1.8～3 m。桩持力层落在⑦$_{-1}$层，单桩设计承载力为 1 700 kN，主楼桩数为 449 根。裙房采用同一持力层，桩距为 2～4 m，桩断面为 45 cm×45 cm，桩长为 24 m，单桩设计承载力为 140 kN，桩数为 176 根，整个工程桩数为 625 根。

基坑开挖深度为－7～－8 m，基坑围护采用水泥土搅拌桩与 φ800 mm 灌注桩组合的自立式结构。搅拌桩墙体宽度为 6 m，灌注桩长 18～20 m。

2. 地质概况

两商厦系毗邻，可用相同的土层的物理力学性质指标，见表 2-27。

表 2-27　　土层物理力学性质指标表

土层编号	土层名称	厚度/m	重度 γ /(kN/m³)	c/kPa	φ/(°)	渗透系数/(cm/s)	
						K_v	K_h
①-1	填土	1.00～2.00					
①-2	软土	1.10～2.05					
②	粉质黏土	0.50～1.50	1.88	—	—	3.44×10^{-7}	3.26×10^{-6}
③	淤泥质粉质黏土	4.00～5.20	1.83	8.0	13.9	7.59×10^{-6}	2.69×10^{-6}
④	淤泥质黏土	10.20～1.30	1.73	11.0	7.9	1.59×10^{-7}	1.98×10^{-6}
⑤	粉质黏土	5.00～6.90	1.86	8.0	16.5		
⑥	粉质黏土	3.60～4.90	2.01	40.0	12.9		

3. 施工情况

第一商厦由某公司总包，而桩基工程分包给某省机械化施工公司。施工的进程如下：

1992 年，6 月 26 日—8 月 6 日工程桩施工，总共 466 根，打桩进度见图 2-113。

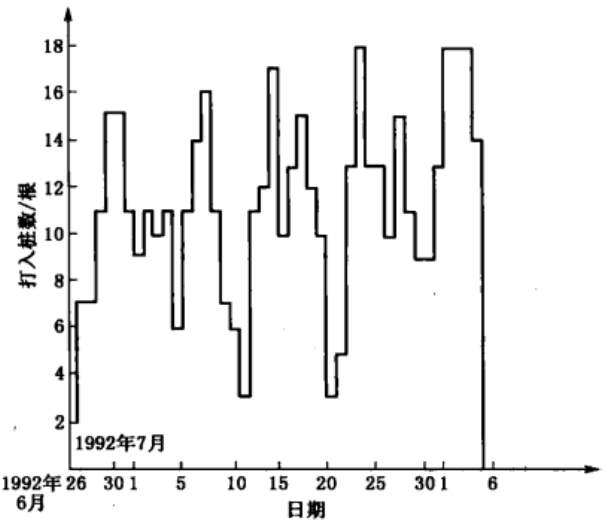


图 2-113　第一商厦打桩进度图

1992 年，9 月 1 日—10 月 23 日基坑水泥土搅拌桩施工。

1992 年，12 月 18 日—12 月 28 日基坑内及东、南、西外侧降水。

1992 年 12 月 30 日—1993 年 2 月 13 日挖土。先挖南侧裙房，由西向东；再由东南向西北后退，分块分层开挖，先挖 4 m深表层土，后挖底层土。东邻第二商厦部分于 2 月 5 日—9 日挖至坑底，全部挖土工程于 1993 年 2 月 13 日结束。

第二商厦由上海市第八建筑工程公司总包，而打桩分包给某基础工程公司。施工进程如下：

1992 年 12 月 29 日—1993 年 2 月 10 日，打桩开始至被迫停止打桩，已打 275 根。

1993 年 6 月 22 日恢复打桩直至 8 月 20 日结束，控制每日 4 根，总共 625 根。

自 1992 年 12 月 29 日开始打桩，采用德马克 D4.6 锤，打桩流水方向是沿北侧（沈家弄路）由西向东打四排桩，而后在西侧沿第一商厦边打四排桩（裙房处为三排），由北向南推进，打桩前曾由上级对两工程采取协调措施，以利工程安全施工。在两工程相邻处设土释放孔、测斜管、地面位移、孔隙水等测点进行观测，桩分布处设置塑料排水板，并规定限速打桩，但在施工时没有认真执行。1993 年 1 月 5 日前，均在限速 5 根/d 的范围内（除 12 月 30 日打过 16 根/d 外），但在 1 月 5 日之后，桩越打越快，有一天打到 18 根，打桩速率见图 2-114。

4. 施工中出现的问题

前面已述及东邻第二商厦部位的挖土在2月5日—2月9日期间所引起的问题。但1993年2月6日以后，监测单位已发现第一商厦围护结构的位移和沉降明显增大，9日下午，围护结构位移和顶面沉降严重，并出现多次裂隙，向第一商厦基坑方向倾斜，第一商厦工程桩向西位移严重的有七排之多，靠近第二商厦一侧的坑底严重隆起。当时第二商厦处于打桩阶段，桩的位移无法测定，有数据的只有两根动测桩，向第一商厦方向斜50 cm。因此，翌日(2月10日)决定停止打桩。

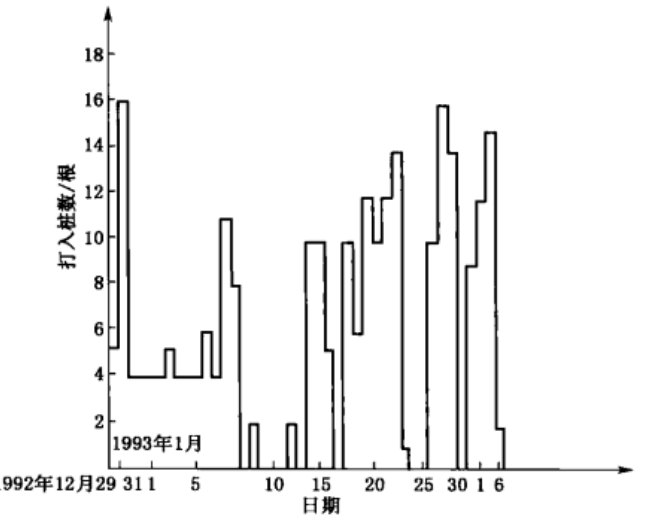


图2-114 第二商厦打桩进度图

尽管1993年2月10日已停止打桩，2月12日，两商厦间挖槽达3.5 m，也无济于事，见地面位移(包括水平和沉降)-时间曲线、土体中水平位移-时间曲线、孔隙水压力-时间曲线继续发展。

2月13日量测结果：工程桩位移最大值为1.47 m；基坑底隆起最高达0.6 m；沈家弄管线位移1.7 cm，隆起3.0 cm；围护结构位移最大值达1.638 m。

5. 基坑事故的综合分析

关于基坑局部破坏的发生和发展过程，在前面已作阐述，这里再作归纳。本来，在饱和软黏土地基中施打大量和密集的预制桩(第一商厦的工程桩总共466根，第二商厦的工程桩已施打275根)，会产生较高的超孔隙水压力，挤土体积的增加，产生上浮力和侧向挤压力，使施打桩区在一定范围内的地表和深层土体发生较大的水平位移和垂直位移，可能导致已打入的桩偏位，弯曲和上浮，给邻近基坑和地下管线等带来危害。要减少施打预制桩带来的影响，必须采取一些有效措施。例如，合理安排打桩顺序和控制打桩速率等。但是，在第一商厦和第二商厦的打桩工程中，不但不限制打桩速率，反而大大加快速率，这正是造成第一商厦的基坑事故的主要原因。再者，对测试资料未能做出正确判断，也是造成事故的原因之一。

6. 总结

1) 毗邻工程的施工协调

第一商厦的桩和围护结构的位移，基坑底部的隆起，主要是两个相邻工程同时施工，对互相影响的严重性认识不足，缺乏必要和切实有效的施工技术措施与组织措施而造成。

2) 信息化施工

为保证两商厦施工的顺利进行，沿两厦毗邻部位设置孔隙水压力测点、测斜管和地面位移(包括水平位移和沉降)测点，此外，还钻了土释放孔。由于对信息施工的重要性认识不足，安排观测时间间歇过长，未能及时对实测数据进行正确判断，存有侥幸心理，以致本应可以避免的事情终于发生。因此，今后必须按照科学办事，提高测试水平，才能真正发挥监测手段的作用。

2.5.5 汕头市某大厦基坑工程事故分析

1. 工程概况

该大厦位于汕头市迎宾交通广场西南侧，龙湖乐园的对面，两层地下室。

该场地地表往下第一层为填土，厚约 2 m；第二层为淤泥质土，厚 10～20 m；第三层为粉细砂，厚 40～50 m；第四层为基岩，埋深在 60 m 以下。

2. 基坑设计与施工

基坑设计深度 9.0 m，支护结构采用直径 800 mm、间距 1.0 m 的钢筋混凝土灌注桩，桩长 15 m，支护桩外侧为水泥搅拌桩止水帷幕，基坑平面示意图见图 2-115。

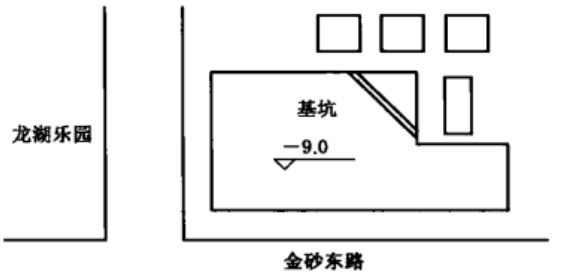


图 2-115 基坑平面示意图

1995 年 6 月初，基坑开挖已告结束，工人们开始做基础垫层。6 月 13 日，天降大雨，下午 5 时许，基坑拐角处的水平支撑钢筋混凝土大梁突然断裂，导致基坑西侧支护桩随即大变形，向基坑内倾斜，其中有 12 根支护桩严重弯曲或倾倒，基坑坍塌范围达 40 余 m，相邻的金环花园 1 号、3 号住宅楼和市公交公司住宅楼墙体出现不同程度的裂缝，楼房向基坑方向倾斜，危及 66 户居民的生命财产安全。另外，基坑边缘的两层工棚严重破坏，相邻的两条街道出现平行于基坑的裂缝。

3. 事故分析

(1) 建设单位和施工单位一味追求较低的工程造价，从而给基坑工程埋下了事故隐患。

(2) 水平支撑梁的抗力不足。基坑拐角处附近的三栋居民楼和一个两层工棚对支护结构形成较大的附加地面荷载，产生较大的侧向压力，但是，水平支撑梁的长细比较大，稳定性较差。大雨之后，地下水位上升，主动土压力和水压力皆剧增，从而导致水平支撑梁突然失稳破坏，失去支撑的基坑支护桩受力状况发生改变，成为悬臂结构，从而产生较大的倾斜，甚至破坏。

(3) 施工质量差。基坑开挖后，止水帷幕多处漏水，使支护桩承受地下水的渗透力，主动压力增大，桩前的被动土压力减小，水平支撑梁所承受的压力也随之增大，支护结构的安全储备大大减小。

(4) 事故后的检查发现，水平支撑梁和支护桩的质量也不过关，混凝土强度较低，导致其抗力不足，这也是事故的一个重要原因。

4. 事故处理

(1) 险情一出现，工人迅速撤离现场，当地派出所也及时地疏散了三栋住宅里的居民。

(2) 市长亲临现场，急邀专家、教授前来分析事故原因，并及时断电、断水，以防火灾和水浸地基土。

(3) 武警、海军 200 余人帮助工人连夜用近百辆汽车运土回填基坑，使事态逐渐趋向稳定。

2.5.6 无锡市某大厦深基坑事故分析

1. 事故情况

无锡某大厦西侧有旧民房，北侧为一商店，南面为 8 m 宽的道路，路另一侧有电影院、饭店及 5 层居民住宅楼。工程建筑面积 25 050 m^2，地下 2 层，局部为 3 层，坑底标高为 −10.04 m，电梯井为 −12.04 m。地质条件非常复杂，地表以下不仅有旧河床、石驳岸、老房基及废弃的排水管、暗井，且在基坑周围地表下 0.8～1.0 m 处有煤气管和自来水管，距基坑最近处仅 0.8 m。基坑的支护结构采用直径 800 mm 的悬壁桩，桩距为 1.2 m，桩与桩之间没有设置止水桩，并且由于煤气、自来水管的影响，有 6 根桩无法施工，使基坑四周没有形成封闭的止水帷幕。另外，约有 1/3 的桩没有达到规定的标高 −3.0 m，桩顶钢筋伸出长度未能满足锚固长度，圈梁的连系作用丧失。随着基坑的不断开挖，地下水不断涌入坑内，并伴有流砂，与此同时，支护桩逐渐向坑内倾斜，最大位移达 80 mm。随着桩间水土不断流失，附近建筑物墙面及道路路面严重开裂，周围地表下沉，地下 ϕ1 000 mm 的排污水管因超过极限变形值而断裂，污水四溢，严重影响了市民的正常生活及公共设施的安全。

2. 事故处理

由于该工程事故影响面大，建设单位重新委派技术力量较雄厚的建筑公司。采取了一系列的处理措施。

(1) 将煤气管道改道、架空到地面，派专人监护，设钢管支撑，对自来水管进行加固，以防止煤气管、自来水管由于地面变形产生断裂。

(2) 在围护桩 −3.5 m 处增设地圈梁，并在地圈梁上架设方钢水平内支撑，使支护桩的水平位移得到控制。

(3) 在支护桩之间空隙处用素混凝土逐级斜向封堵，以防桩内水土进一步流失；同时利用废弃窨井和暗井作回灌水井，在基坑降水的同时进行回灌。由于采取了上述有效措施，控制了地面沉降。

(4) 在基坑底设 6 只滤网管井，井深超过 2 m，较好地控制住了流砂。

由于及时采取上述有效措施，使险情得到缓解。

2.5.7 海口市某大厦基坑工程事故分析

1. 工程概况

该大厦位于海口市，基坑开挖深度为 6.0 m，距基坑南侧边壁 2.2 m 处，有两幢 9 层大楼。该场地地基土为含中细砂淤泥软黏土，地下水位 −1.0～−3.0 m。

2. 基坑支护与开挖

基坑采用喷锚网支护加固，其具体程序如下：

(1) 削坡机械开挖，对挖掘后的边坡，首先进行削坡，一是保证边坡所设计的坡角；二是保证坡面平整。

(2) 编网按设计图样的要求编钢筋网。钢筋网使锚杆的集中力均匀分散于锚杆四周，使加固边坡形成整体分布受力形态，并且防裂。

(3) 喷射混凝土将搅拌好的混凝土砂石料，用空压机在高压空气作用下，高速喷射到

新开挖的边坡表面，喷层与坡壁构成新的加固支护面。

(4) 锚杆与注浆待边壁表面的喷层达到一定的强度后，开凿锚杆孔，一般孔径 100～150 mm，然后将加工好的锚杆(或锚索)放入孔中，进行高压注浆。

(5) 焊接锚头并第二次喷射混凝土，为了形成更强的支护抗力，必须在锚杆端部与垫板之间，焊接牢固。然后，对边壁进行第二次喷射混凝土，直到达到设计所需的混凝土厚度为止。图 2-116 所示为喷锚网支护加固边壁示意图。

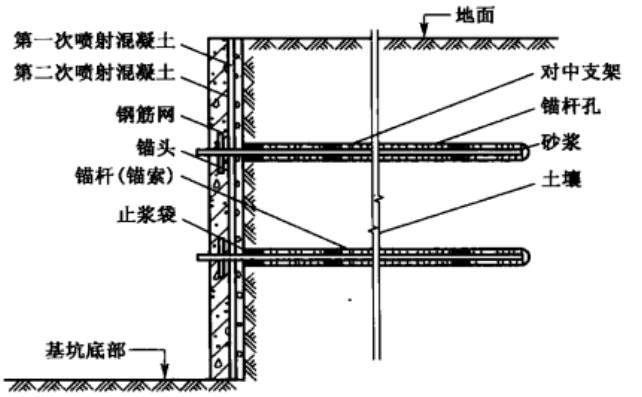


图 2-116 喷锚网支护加固边壁示意图

3. 事故分析与处理

在施工中，红城湖基坑发生了一次大塌方事故。主要是因为过于强调工程进度，一次挖深达 3 m，有的地方达到4 m，这远远大于该土体(软砂土)的临界高度。因而，开挖后不久造成了新开挖边壁的倒塌，从而又进一步引起了上部已加固好的边壁的连续大滑塌。其塌方长度达 33.5 m，深 5～6 m，经济损失 8 万元。塌方状况如图 2-117 所示。

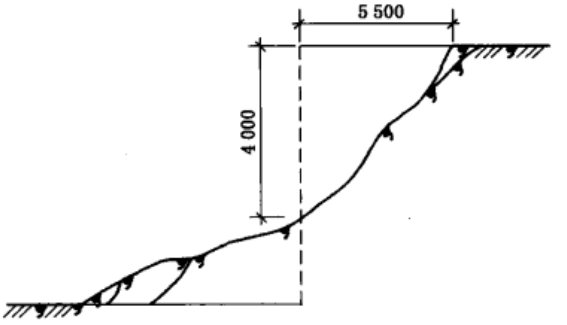


图 2-117 基坑塌方示意图

从图 2-117 中看出，塌方发生在基坑壁的中部。这主要是因强行超挖时，考虑到基坑左右两旁地面都有高大建筑物，为避免造成地面建筑物倒塌的重大事故，超挖在基坑壁的中部进行的。

喷锚网加固基坑边坡，施工从地表开始逐渐加深，每一次作业的加固高度，称为施工高度。施工高度是由土体的性质(如土体种类、重度、黏聚力和内摩擦角等)决定的。在基坑开挖时，土体不加任何支撑，能自立而不倒塌的最大高度，称为土体的临界高度，并记作 H_0。

临界高度 H_0 可根据朗肯土压力理论来确定：

$$H_0 = \frac{2c}{\gamma \tan\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right)}$$

式中，γ，c，φ 分别为土体的重度、黏聚力和内摩擦角。

现将几种典型土体的临界高度列于表 2-28 中。

表 2-28　　几种典型土壤的临界高度

土壤类别	性质	黏聚力 c/kPa	内摩擦角/(°)	重度/(kN/m³)	临界高度 H_0/m
红黏土	软性	0	8	19	4.19
	中	40	13	20	6.4
	硬性	50	18	21	9.34
轻亚黏土	软性	5	24	18	0.86
	中	15	27	18.5	2.65
	硬性	25	30	19	4.56
黏结性砂土	软性	8	35.8	17	1.84
	中	14	35.8	18.5	2.96
	硬性	20	35.8	20	3.91

基坑每次开挖高度 H，必须小于临界高度 H_0，即必须保证 $H < H_0$。红城湖国际大厦地基土属软性砂土，每次作业必须保证 $H < H_0 = 1.84$ m，施工的作业高度 $H = 1.5$ m 左右较为合适。最大施工高度也不能超过 1.8 m，这是海口市其他工地施工经验所证明的。

另外，相邻建筑物的化粪池漏水，尽管在喷锚网加固的基壁上设置了排水孔，以利于下层的开挖，但是个别水量大的地段，下层开挖时，出现边挖边塌方的现象。塌落情况是：先在表面一层剥离，剥离的厚度与该处含水量多少、土体性质等有关，红城湖工地剥离厚度在 10～20 m，表面一层剥离后，又紧接着剥离第二层、第三层，若不及时处理，则在这坡壁上形成猫耳洞一样的空洞。

处理方法是，先在塌方处的口部，向地下打入竖直钢筋（或木桩），在钢筋里放一层厚的竹片席后再填土，并在适当位置设排水孔。当填土将空间填满时，立该在钢筋外面进行喷锚网加固。处理此类塌方有两条经验：一是及时处理。发现塌方时，一般在半小时内进行施作，就能保证安全。二是进行一次压浆处理。只要将一定量的水泥砂浆压入塌方孔内，不但能弥补回填土不密实的缺陷，凝固后将比原状土具有更大的承载能力。

2.6　综合因素影响造成工程事故的实例

前面我们分别从勘察、设计、施工、水患、管理五个方面分析了造成建设深基坑工程事故的原因。但是，基坑工程它是一项系统工程，各地工程地质不同，各地的支护经验到了另一个地方，又要重新考虑，不能千篇一律，工程项目的内容也是千差万别，工程具有明显的地域性。当外地的设计与施工队到一个新的工地，往往有一定的盲目性，也是造成事故原因之一。总之，综合原因造成基坑支护事故是多方面的。

2.6.1　滑坡事故处理的工程实录

某厂合成氨罐区于 1979 年 6 月在工程建设过程中出现滑坡，这里分析了该滑坡产生的原因，介绍了滑坡的综合治理措施以及抗滑挡土墙的稳定分析方法。

1. 滑坡事故概况

滑坡大体可分为两大类：一类是在自然条件下发生的，称为自然滑坡；另一类是由人

们的工程建设活动而引起的，称为工程滑坡。这里介绍的是工程滑坡。

1978 年，某厂新建合成氨罐区，在石灰岩风化带中开挖罐区边坡，原自然稳定坡高 19.2 m，宽 40.6 m，坡高为 1∶2.1。开挖后坡脚采用石砌挡土墙，墙高 6 m，全长 305 m，坡高分 4 个阶梯坡，新设计边坡为 1∶1.5，其边坡的开挖断面见图 2-118。

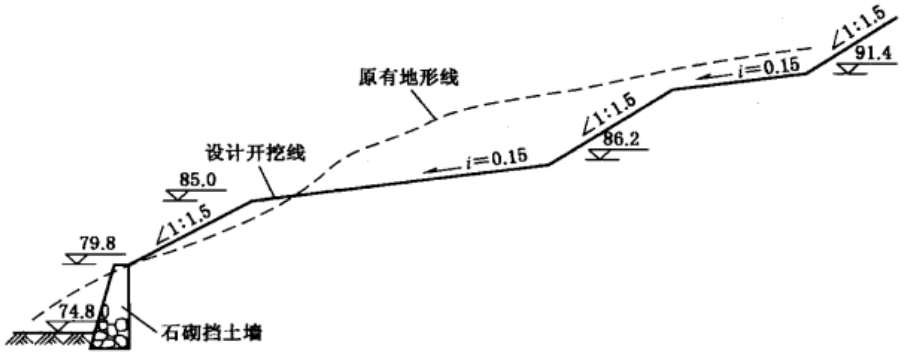


图 2-118　边坡开挖断面图

经钻探，该工程由地表向下，第一层为褐黄色黏土可塑至硬塑，含少量铁锰薄膜，大量碎石及砾石，成分为石英颗粒及风化页岩碎块，土层厚度约 4 m 左右；第二层为红色黏土，硬塑至可塑，含较多铁锰薄膜，大量砾石，成分为石英颗粒及风化页岩碎块，含少量灰白色土块及条纹，土层厚度为 4.5 m；第三层为石灰岩风化带，浅灰色，强风化呈土状，底部为块状，层理不明显，未钻透。

这次滑坡事故发生在 1979 年 6 月 4 日 6:30 左右，在这以前局部滑体已有出现，一般是大雨大滑，小雨小滑，无雨不滑，这次滑坡是在 6 月 2 日与 3 日大暴雨之后发生的。当地历史最大暴雨量是 246.9 mm/d；而当时的暴雨量是 158.3 mm/d。滑坡面积约2 000 m^2，土体约 18 000 m^3，被推倒的石砌挡土墙长度约 40～50 m，使正在安装的罐体移位，个别油罐壁板局部压弯。在斜坡顶部发现多处土体裂缝（见图 2-119），最远处裂缝在水平距离 35 m 以外，高度 18.5 m 处，裂缝最大宽度为 80～100 mm，深度达 1.1 m 以上。

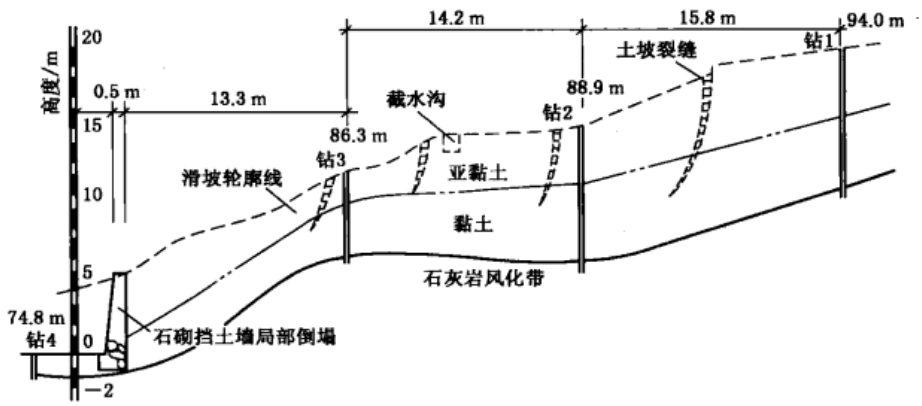


图 2-119　滑坡后现场实测图

2. 滑坡产生的原因

搞清产生滑坡的原因，对研究滑坡的预防，制定防滑措施，都是很重要的。经调查分析认为，本次滑坡是局部滑动，不是古滑坡复活，也不是岩层的整体滑动。从地质钻探已取得的资料来看，这次滑坡大致有以下几种原因：

1）岩土的地质特征

众所周知，构成斜坡的岩石或土体，不但要受法向应力的作用，而且还要受剪应力作用的影响。抵抗有效应力作用的岩石或土体的性质决定着滑坡发生的可能性，又决定着滑坡作用在时间上的变化。也就是说，岩石与土体的性质对滑坡的发生和发展是重要因素。地质钻探表明，在滑坡地段，表面覆盖着一层较薄的亚黏土和黏土层，而在这两种土层中含有大量的碎石和砾石，使土的黏结强度降低，加上底层为风化的石灰岩层，就自然形成了结构松散的滑动面，又加上外界因素的影响（剥蚀、侵蚀、坡底开挖等），导致坡体量减轻，压力减小，在剪力的作用下，坡体沿着滑动面方向变形。开始时斜坡面上部的土体有一定的黏结强度，当土体出现裂缝后，表明土的黏结强度降低，出现滑动体不断向前滑动，直至滑坡事故的发生。

2）开挖边坡破坏了土的自然平衡

开挖边坡，一部分土体被移走，使有效应力减小。原有坡度是 1∶2.1，而开挖修坡后却改为 1∶1.5，使原稳定坡变成了不稳定坡，加大了向下滑移的力，而水平应力经过坡体的传递，集中在斜坡的底部。当水平应力超过土的黏结强度时，滑动面就会在底部和靠近斜坡脚形成，致使挡土墙倒塌。

3）暴雨后地表水的渗透

据统计资料表明，滑坡的产生有一定的季节性，雨季滑坡的发生率相当高，几乎占全部滑坡事例的 80%～90%，这说明水是产生滑坡的一个很重要的外因。原设计在坡顶设置的截水沟，因土体的滑动已多处断裂，原设计在石砌挡土墙内的泄水孔，已多数被堵塞，没有一个可以通水的。因此暴雨后，大量的地表水浸入，使土体孔隙压力增加，进而造成土的黏结力和摩阻力降低，诱发了这场滑坡。经实测分析，暴雨前后在滑坡段土的含水量增加了 30%～40%，而土的抗剪强度降低了 15%～20%。

3. 滑坡的综合治理措施

1）对边坡进行改造

首先清理整平坡面，放缓边坡，将斜坡面修成台阶边坡（见图 2-120）。坡度由 1∶1.5 全部改为 1∶2.4，共分 3 个台阶，并将修坡下来的土方回填到坡脚处。实践证明，如果将滑动土体的 4%左右，从坡顶转移到坡脚处，便可使整个边坡的稳定性增加 10%左右，这是一种既经济又简便的修坡方案。

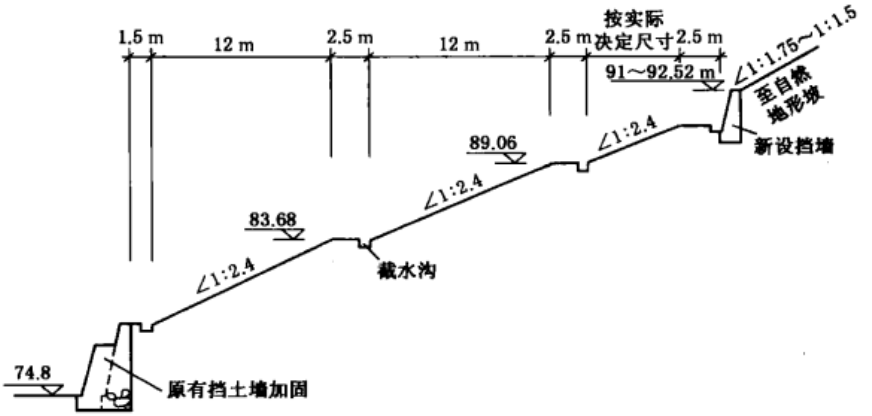


图 2-120　改造后的台阶边坡

2）地表水的治理

无论是地表水还是地下水，均是导致滑坡的重要因素，本工程经现场钻探，无地下水源。因此，我们只对地表水采取了以下治理措施：

地表水进入斜坡之前采用了截水沟拦截，考虑到斜坡较长，中间又增设了 3 条截水沟。截水沟全部采用混凝土预制，每条长 2 m，接头采用钢筋搭接并灌细石混凝土。在纵向斜坡上设置了 2 条排水沟，形成排水网，使地面水加速排除，减少坡面的渗透水。在挡土墙上每隔 2 m，上下左右交错设置泄水孔，孔径为 50 mm，共设置了 300 多个。堵塞坡面裂缝，整平排水坡面及凹地，使地面水尽量不渗入坡体内。

3）原有挡土墙加固和修复

原边脚设计挡土墙，用拦阻手段增加边坡的稳定性，设计这类挡土墙一般采用重力式。将原有挡土墙进行加固，原设计底宽 1.86 m，现改为 3.35 m，加固高度 4.5 m（连基础高度），挡土墙加固见图 2-121。

另外，在坡顶又增砌了一道挡土墙，总长度达 420 mm，高度为 2～2.5 m，墙顶为原有的自然土坡，坡度为 1∶1.75～1∶1.5（见图 2-121 所示）。

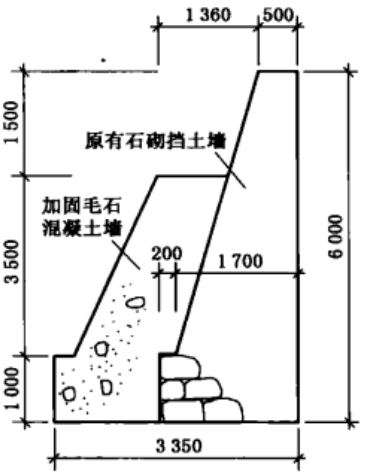


图 2-121 挡土墙加固

4）加强滑坡的检测和预报

为了及时观测土体的移动和滑坡，在坡面上设立了 5 条水平观测点，每条间距为 5 m，观测点的间距为 3 m，将观测点预埋在坡面上，并在滑坡土体外设立观测控制桩，定期用经纬仪观测，以便及时观测土体是否移位、土体可能出现的剪切裂缝和坡面的局部陷落和隆起。经长达 2～3 年的观测，未发现坡面有滑动迹象，说明这次综合治理滑坡的方案是行之有效的。

4. 抗滑挡墙的稳定分析

（1）计算数据根据钻探资料选取下列计算指标：

土的重度 $\gamma_{\pm} = 18\ \mathrm{kN/m^3}$；

土的内摩擦角 $\varphi = 20°$；

土的黏聚力 $c = 11.9\ \mathrm{kPa}$；

滑坡推力安全系数 $K_c = 1.25$；

抗滑安全系数 $K_s = 1.3$；

抗倾覆安全系数 $K_t = 1.5$；

毛石和挡土墙的重度 $\gamma_{石} = 22\ \mathrm{kN/m^3}$；

土对挡土墙基底的摩擦系数 $\mu = 0.6$。

（2）下滑边坡稳定计算。如果用作图法求滑动面，计算虽然简单，但不符合实际，因土体中含有许多碎石或砾石，滑动面不是理想的圆弧线。因此，按实际钻点位置，根据土层构造，连成滑动面来计算下滑土压力和挡土墙的抗滑稳定。

边坡稳定计算剖面图见图 2-122。目前，边坡稳定的计算方法较多，但应用最多的是简单条分法，计算公式如下：

$$K_c = \frac{\sum c_i L_i + \sum (q_i b_i + W_i)\cos\beta_i \tan\varphi}{\sum (q_i b_i + W_i)\sin\beta_i}$$

式中 c_i—— 土的黏聚力，kPa；

q_i—— 地表分条均布荷载；

b_i—— 土体分条宽度；

W_i—— 土体分条重量。

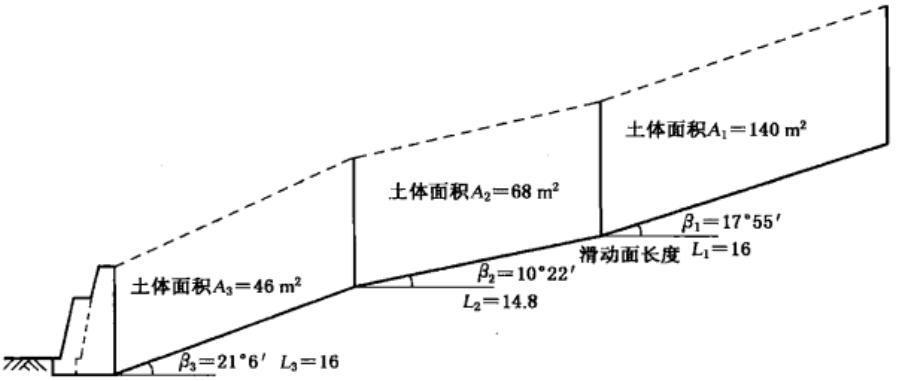


图 2-122 边坡稳定计算剖面图

把已知数据代入上式，得

$$K_c = [545 + (771.61 + 1\,203.93 + 2\,397.78) \times 0.364] \times (300.3 + 220.2 + 775.2)^{-1}$$

$$= 1.65 > 1.25(\text{稳定})$$

(3) 侧压力计算

$$E_a = 0.5\gamma_{\pm} h^2 K_a = 0.5 \times 18 \times 6^2 \times 0.49$$

$$= 158.76\ \text{kN}$$

式中 h—— 石砌挡土墙的高度，m；

K_a—— 主动土压力系数，查表得 0.49。

(4) 抗倾覆稳定验算加固挡土墙后，每延米的重量按图 2-123计算：

$$G_1 = 0.5 \times 1.5 \times 1 \times 22 = 16.5\ \text{kN/m}$$

$$G_2 = 1/2 \times 0.36 \times 1.5 \times 1 \times 22 = 5.9\ \text{kN/m}$$

$$G_3 = 1/2 \times 1.49 \times 4.5 \times 1 \times 22 = 73.8\ \text{kN/m}$$

$$G_4 = 1.86 \times 4.5 \times 1 \times 22 = 184.1\ \text{kN/m}$$

$$G = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 = 280.3\ \text{kN/m}$$

基底做成 1∶0.05 斜坡，即 $\tan\alpha = 0.052$，由此得挡土墙的基底倾角 $\alpha = 3°$，挡土墙的墙背摩擦角 $\delta = 7°$。

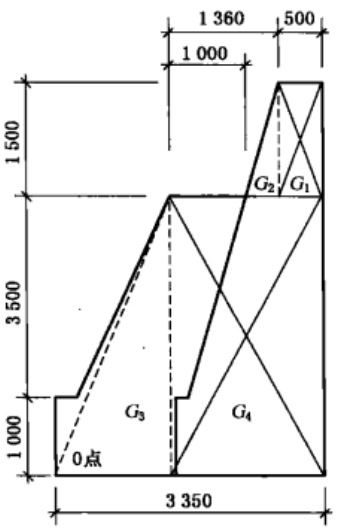


图 2-123 挡土墙稳定验算图

按《建筑地基基础设计规范》(GBJ 7—1989)有关公式进行计算：

$$G_n = G\cos\alpha_0 = 280.3 \times 0.998\,6 = 279.9\ \text{kN}$$

$$G_1 = G\sin\alpha_0 = 280.3 \times 0.052\,34 = 14.7\ \text{kN}$$

$$E_{at} = E_a\sin(\alpha - \alpha_0 - \delta) = 158.76 \times 0.984\,81 = 156.3\ \text{kN}$$

$$E_{an} = E_a\cos(\alpha - \alpha_0 - \delta) = 158.76 \times 0.173\,6 = 27.57\ \text{kN}$$

$$E_{ax} = E_a\sin(\alpha - \delta) = 158.76 \times 0.994\,5 = 157.9\ \text{kN}$$

$$E_{az} = E_a\cos(\alpha - \delta) = 158.76 \times 0.104\,5 = 16.6\ \text{kN}$$

$$X_f = b - Z_f C\tan\alpha = 3.35\ \text{m}$$

$$Z_f = Z - b\tan\alpha_0 = 1.83\ \text{m}$$

式中 α—— 挡土墙的墙背倾角；

b—— 基底的水平投影宽度；

Z—— 土压力作用点离墙的高度。

抗滑稳定验算

$$K_s = \frac{(G_n + E_{an})\mu}{E_{at} - G_t} = \frac{(279.9 + 27.57) \times 0.6}{156.3 - 14.7} = 1.3(\text{可以})$$

抗倾覆稳定验算

$$K_t = \frac{GX_0 + E_{az}X_f}{E_{ax}Z_f} = \frac{280.3 \times 1.63 + 16.6 \times 3.35}{157.9 \times 1.83} = 1.77 > 1.5(\text{可以})$$

式中，X_0 为挡土墙重心离墙趾的水平距离。

计算结果说明，加固后的抗滑挡土墙的尺寸是符合安全要求的。

5. 小结

(1) 305 m 长的挡土墙中，最高的是 5.9 m(计算按 6 m)，占总长度的 25%左右，最低的是 4 m，占总长度的 37%，还有 38%的挡土墙高度在 5 m 左右，因此，计算分析的结果可以满足稳定要求，得到的安全系数还可能提高。

(2) 边坡土体既不是均质的，也不是各向同性的，边坡中土体的应力是变化的，滑坡中土体的破坏是逐渐发生的。因此，验算边坡稳定只能根据土力学原理，结合经验来估算，单凭理论计算或单凭经验都不可能得到满意的结果。

(3) 国内外有关规范已明确规定不采用固结快剪指标来进行边坡稳定分析，只准用三轴试验指标，有效应力法计算抗剪强度，本工程实录分析中，采用固结快剪得出的 φ 值的 90%，使计算分析的可靠性进一步提高。

(4) 施工对边坡稳定影响很大，尤其是开挖、堆载、排水不畅等因素处理不妥即会造成边坡失稳。因此在施工中必须注意可能出现不符合设计情况的边坡工作条件。如发现边坡有失稳迹象时，应采取相应措施。特别要注意边坡的长期维护和保养，地表水要及时排除。对这次事故的分析表明，都是由于超出了设计条件产生了滑坡。

2.6.2 攀钢热电鼓风机站滑坡治理

“普格达组”土层及其软弱结构面遇水软化的工程特性是形成该工程滑坡的内因；开挖过快且在雨季施工是造成该工程滑坡的诱因。综合治理方案卓有成效。不知先前是否有护坡方案(铁塔加固方案是有的)。

1. 概述

攀钢新建的热电鼓风机站是为攀钢4号高炉服务的一项重要工程，也是攀钢二期工程建设的重点项目之一。该工程在土方施工中于1987年8月22日发现其上部边坡土体出现滑移迹象，滑坡范围东西向180 m，南北向150 m，高差33 m。施工期间滑坡体以4～6 mm/d的速度滑移，截止到9月底其最大滑动量为100 mm以上。

由于热电鼓风机站的边坡大量土体滑移，致使其后沿部位即弄新公路上方的11万V高压铁塔倾斜100 mm，三幢职工家属楼的内、外墙体开裂(裂缝宽度在30～60 mm)。铁塔附近汽修厂房的地面、外墙以及厂房外侧排水沟等部位都产生不同程度的开裂、错位，尤其是厂外排水沟更为严重。

2. 滑坡原因分析

导致攀钢热电鼓风化站的滑坡因素主要有两方面：①该工程地处“普格达组”土层的不良地质条件，该土层以粉砂岩为主，与泥土岩互层，且厚薄不均，粉砂层与黏土层之间有一薄层类似橡皮泥的软弱结构面，遇水后易软化，这是形成滑坡的内在因素；②土方开挖施工正值雨季，这对遇水极软化的“普格达组”粉砂质土层极为不利，同时土方施工时速度很快，日挖土量达7万m^3。边坡下部大量土方被挖掉，扰动了土体的应力平衡状态，破坏了原土体的稳定性，加之地面雨水的渗入使土质软化，减少了抗滑面的黏结力和摩阻力，使该土体沿着原有的软弱结构面产生滑动。

3. 滑坡治理方案

攀钢热电鼓风机站出现的大滑坡，影响范围大，涉及面广。经勘察确认：在滑坡体内有三个圆弧形滑动面，滑动面倾角约52°。滑坡体前沿在锅炉房的上方，后沿延至弄新公路以上的11万V高压铁塔边缘(见图2-124)。滑坡体暴露面积为2.74万m^2，滑坡体积约70万m^3。经有关单位多次研究最后确定对滑坡治理采用挖孔桩、钻孔抗滑桩以及和预应力锚索(杆)相结合的综合治理方案，即在滑坡体内共设置4道挡墙和2～3道预应力锚索(杆)等支挡结构体系。

1号支挡：在原1号挡墙处设置4 m×5 m的挖孔桩30个；

2号支挡：设在弄新公路外侧，采用ϕ1.0 m的钻孔抗滑桩40个(此钻孔桩在钻孔过程中因大量冲水钻进导致该滑体二次滑动，故无法实施而停止)；

3号支挡：在原3号挡墙处设2.5 m×3.0 m的挖孔桩23个；

4号支挡：在1号和2号支挡之间增设ϕ0.5 m钻孔抗滑桩62个。

以上1—3号支挡要求穿过土层和滑动面伸至基岩，而4号支挡仅穿过滑动面埋入土层在1—2号支挡间，即桩体的上部，用钢筋混凝土梁、板相连接，以增强挖孔桩与钻孔桩共同抵抗上部土体下滑的能力。

为增强抵抗滑动土体的阻滑力，在1号支挡和4号支挡之间又增设三排预应力锚索。

为防止弄新公路及其以上地区和热电鼓风机站厂区地表水大量渗入滑坡体内，在地

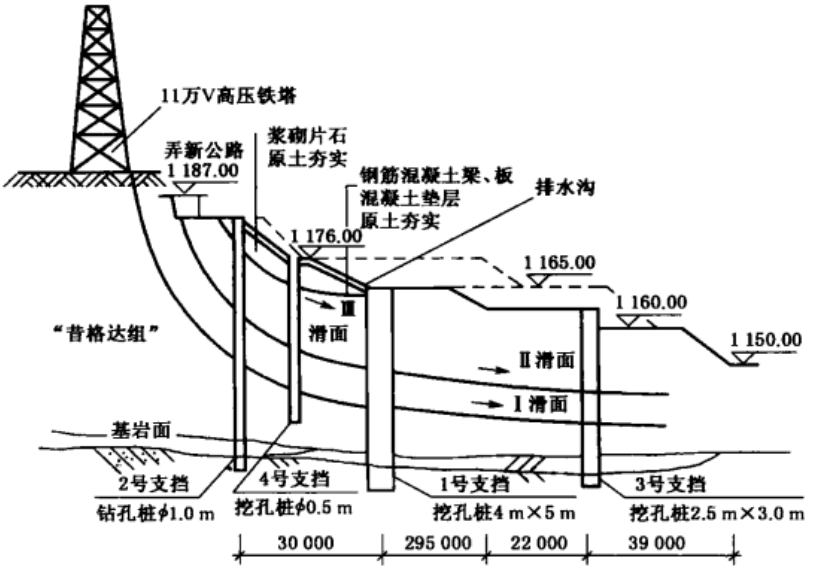


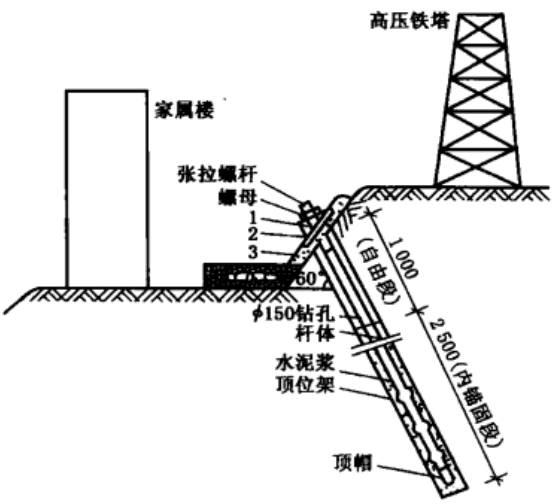
图 2-124 热电鼓风机滑坡治理方案(7—7 断面)

表设置了钢筋混凝土护板、截洪沟和排水沟等设施。

热电鼓风机站滑坡治理工作于 1989 年底完成。

4. 高压铁塔加固

为确保 11 万 V 高压铁塔稳定,对该铁塔采用预应力锚杆进行加固。预应力锚杆设置在高压铁塔靠近滑坡体一侧,即铁塔底部边坡处。在同一标高并列设置 8 根,孔距 1.5～2.0 m,孔径 150 mm,长度为 35 m,钻孔与水平面的夹角为 60°,每根锚杆施加预应力400 kN(图 2-125)。



1—三角形承压楔体;2—钢垫板;3—钢筋混凝土承压板

图 2-125 用预应力锚杆加固铁塔

锚杆杆体选用两根 φ32 Ⅱ级钢筋。为便于向钻孔内安装杆体,并使其居于钻孔中心,在杆体内锚固段内每隔 1.5 m 距离焊有定位架,其前端则设有圆锥形顶帽。锚头部位设有张拉螺杆,以便安装张拉千斤顶。张拉螺杆材质为 Q345 号钢,直径 φ50 mm。

施加预应力时,锚杆张拉端传力承压板采用 C25 钢筋混凝土板,厚度 40 cm,平面尺寸为 180 cm×110 cm。

钻凿钻孔设备采用 100 型地质钻机,成孔方法为清水循环法。

锚杆注浆采用一次常压注浆法。注浆材料选用 525 号普通硅酸盐早强水泥浆液,水灰比为 0.5。注浆设备采用 HB6-3 型灰浆泵,注浆压力为 0.8～1.0 MPa。水泥浆体的强度值列入表 2-29。

表 2-29　　水泥浆体强度值

水泥品种标号	水灰比	抗压强度/MPa		
		3 d	7 d	28 d
525 号早强普通硅酸盐水泥	0.5	23.0	31.4	38.5

当注浆体和弱拉端传力承压板混凝土均达到设计要求的强度时，便可对锚杆施加预应力。锚杆施工预应力时，采用分级缓慢加荷法，每加一级荷载同时量测锚头位移值，当其位移值基本稳定后再加下一级荷载，直至达到设计荷载为止（此时应立即锁住锚头）。一般施加的预应力值控制在 300～450 kN。

铁塔采用预应力锚杆加固比较成功，至今仍安然无恙。

2.6.3　深圳某大厦基坑边壁坍方事故分析

1. 工程及地质概况

该大厦工程位于深圳市罗湖区，主楼地上 29 层，裙楼地上 4 层，均设有地下室，基坑开挖深度为－8～－14 m。基坑周围环境复杂，东侧北段与两幢五层居民楼房相邻，间距约 3.0～5.0 m；北侧与电子仪表实业集团的 4 层楼相接，间距约 2.0 m；西侧紧靠着东门路；基坑东侧地下管道纵横交错，下水管道破损严重，边壁有渗水现象。

据钻探揭露，场地地层岩性野外特征自上而下描述如下：

（1）人工填土，上部普遍有 0.1～0.8 m 混凝土路面，下部为以黏性土为主的素填土，含少量碎石和砖块等杂物，层厚 0.2～0.3 m。

（2）植物层，由黏性土、粗砂及少量有机质组成，层厚为 0.3～1.1 m。

（3）第四纪全新冲洪积层。

① 粉质黏土，含少量石英砂、湿、可塑，场地仅见于南部钻孔，层厚 0.5～0.30 m。

② 细砂，混多量黏性土，下部局部含砾、卵石及黏土团块，很湿—饱和，稍密，场地仅见于南部钻孔，厚度 0.3～2.7 m。

（4）第四纪中更新洪残积黏土，由花岗片麻岩风化残积而成，局部夹脉石英或强风化岩碎块。稍湿至湿，可塑至硬塑，层厚 2.5～20.7 m，内摩擦角 $\varphi = 32.5°$，粘聚力 $c = 36$ kPa。

（5）以下为基岩。

基坑边壁东侧及北侧（深－10～－14 m）采用直径 1.2 m、间距 2.0 m 的钢筋混凝土挡土桩护壁，其土方工程于 1992 年 10 月完成。塌方前夕，地下室主体的南半部正在浇注混凝土。1993 年 6 月 16 日暴雨袭击后，基坑东侧中段边壁突然坍塌，危及临近住宅房，楼内居民于当天全部撤出。

2. 边壁塌方情况及主要原因

塌方区长 29 m，平均宽度 3.5 m，深度约 13.5 m，塌方量约 650 m^3。塌方区内，15 根钢筋混凝土桩均在底部折断。塌方区两端各 4 个桩已发生了较大的变形，地表裂缝宽度最大达到 40 cm。基坑北侧及东侧的其他护壁桩也不同程度地产生了变形，地表面出现了程度不一的裂缝，最大宽度达 50 cm。塌方区正上方有一幢五层的住宅楼的基础已外露，

并在房内出现多条裂缝，最大裂缝宽度达 3 mm。随后的监测表明，边壁的变形仍在发展，在塌方区的两端各 4 根桩底部也出现了裂缝，且越靠近塌方区，裂缝宽度越大。

现场调查及事故分析表明：造成坍方的主要原因有以下几个方面：①设计参数取值不当。该基坑开挖之前，未进行降水工作，计算土压力时，应取直接快剪的 c，φ 值；而进行护壁桩设计时，却取直剪的 c，φ 值。②支护结构背面土压力取值偏低。③水的影响。从雨水管道、下水管道渗漏的水滞留在回填土中，为破裂面的发育提供了良好的条件。④环境因素。基坑北侧及东侧北段上下水管道较多，且比较复杂，新旧雨水管道混合使用，渗水很严重，暴雨袭击后，引起新设的雨水管道不均匀下沉，造成该段的土壤基本上处于饱和状态。目前，土压力多采用大家熟悉、惯用的朗肯土压力理论公式计算。但按此法计算时，必须对其理论依据和适用条件有充分的了解。主动土压力、静止压力、被动土压力三者之中，主动土压力是最低值，只有支护结构向基坑内产生一定侧向位移后，方能使土压力降到朗肯土压力的水平，如果这种位移不能为建筑(构)物所允许，则必须加以限制，结构上的土压力也随之变化。本工程周围环境较复杂，不允许桩顶产生过大的位移，采用主动土压力系数是不合理的。应取静止土压力系数。⑤安全系数取值偏低。在如此复杂而重要的环境条件下，安全系数应不低于 1.80，而本支护结构的安全系数仅取 1.40。若考虑上述前四点因素最不利的组合，则本支护结构的安全系数仅为 0.89。

3. 坍方及险情治理方案

治理方案及步骤是，先截断水源，疏排积水和渗漏水；用编织布盖住整个塌方区域及破坏面，避免雨水再次冲刷引起更大的塌方；继而在已经变形的桩的底部及破坏面堆积沙袋予以临时支撑，安设水平位移与沉降观测点；然后系统采用土钉支护技术对坍方段及其他地段进行加固。

整个工程的施工顺序为，先组织力量完成坍方段及危险段前四排土钉，此时据监测结果边壁的位移由进一步发展趋势转为趋于稳定状态，地面上的民房基本已处于安全状态。此后，支护作业在整个约 100 m 长的作业面上穿插进行。用 28 d 时间完成各类土钉共 449 根，总进尺为 4 772 m，完成铺设钢筋网及喷射混凝土面积各为 999 m^2，充分显示了土钉支护技术其支护及时、快速的优势。

4. 工程效果

在护坡桩折断，边壁坍方之后，在靠近民房的边壁顶上及桩顶布设了位移观测点，6 月 26 日之前，边壁的位移一直在呈进一步发展的趋势，26 日之后，即土钉完成四排之后，位移就趋于稳定状态，以后一直维持至观测结束，边壁一直处于稳定状态，两幢民房经有关单位的专家鉴定后重新启用，圆满地完成了整个工程的坍方处理及其他桩的加固任务。

2.6.4 某基坑围护事故分析及处理

由于软土、浅坑、搅拌桩围护，开挖部分到底时失事。笔者认为是综合因素影响所致。地勘不细致埋下隐患，设计不妥是主因，施工欠当为诱因。

1. 工程事故概况

某工业大楼地处长江下游冲积平源，表层系杂填土，其下为厚 8.0 m 左右的淤泥质软黏土层。该大楼地面以上为 15 层，地下 1 层，基坑开挖深度 4.8 m。工程桩系 314 根 400 mm×400 mm 的混凝土预制桩，桩长 18 m。原基坑是重力式围护，采用四排 ϕ600 mm

的搅拌桩形成围护墙，桩与桩之间的搭接宽度100 mm，围护墙宽2.1 m，墙的入土深度8.0 m。基坑采用挖掘机开挖，顺序拟从AF边开始，逐渐退到DE边。整个基坑分两层开挖，第一层先挖掉表层杂填土，厚约2.5 m，第二层挖至基底标高。当第二层挖至如图2-126所示粗实线范围时，基坑出现事故，AF段及F段和围护墙出现很大的滑移和倾斜，南面AB段墙体也与土体脱离，出现较大的裂缝。其中，AE边中心处围护墙顶部向内位移达1 200 mm，基坑底部附近向内移近900 mm，且墙体严重开裂，基坑内大量涌土，围护墙外出现滑塌下陷区，深度达50～70 cm。北面F'段墙体严重滑移，墙外土体下陷造成生产厂房部分外墙开裂。事故出现后，立即停止挖土。事故的出现，大大拖延了施工进度，对周围建筑物造成一定影响，更为严重的是，滑移破坏导致该范围的工程桩发生了一定的位移，有的位移较大，已经改变了原来的桩位，甚至出现断裂。此后的动测结果表明，承载力平均下降了10%～20%。

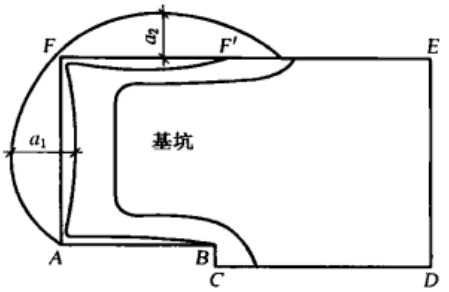


图2-126　基坑破坏示意图

2. 事故原因

(1) 地勘工作考虑不周是事故发生的潜在因素。基坑围护墙体正好处于淤泥质黏土层中，这层土的性状对基坑围护的设计影响很大，地勘报告中，不仅应该有这层土的常规试验指标，而且最好能提供这层土的现场十字板测试的强度指标。遗憾的是，所给的地勘报告中只有持力层附近土层的强度指标，而单单没有这层淤泥质软土层的强度指标，设计时，也未要求补充十字板测定，而是盲目地凭借其他工地经验选定设计指标，致使设计本身带有一定的盲目性，使围护工程潜伏下很大的事故隐患。

(2) 设计中所取指标值偏大是事故发生的直接原因。从事故状态分析判断，该基坑围护墙的最大水平位移达1.2 m，且有较大倾斜，伴随坑底大量涌土，坑外出现较大范围下陷，可见其抗倾和抗滑安全度很小，基坑抗隆起基本处于临界状态。检查原设计资料知，设计中凭经验取淤泥质黏土的强度指标分别为，内聚力$c = 12$ kPa，内摩擦角$\varphi = 12°$。按此指标计算，围护墙的抗倾和抗滑安全度分别为$K_0 = 1.01$，$K_s = 0.9$，基坑抗隆起安全基本符合基础要求。但是根据谢永利等的经验，对于淤泥质软土这样的土层，在基坑设计时，取内摩擦角$\varphi = 12°$偏大了一点，一般不会超过$\varphi = 8°$。若取淤泥质黏土层的内摩擦角$\varphi = 8°$来重新验算原围护方案，则抗倾和抗滑稳定安全度分别只有$K_0 = 0.8$，$K_s = 0.6$。当取$\varphi = 8°$，$c = 12$ kPa，并将原设计围护桩长加长2.07 m，即入土深度达到10.0 m，则其抗倾和抗滑安全度才提高到$K_0 = 1.0$，$K_s = 0.9$。可见，原设计中围护桩的入土深度过小，使事故的产生带有一定的必然性。

(3) 施工处置不当是事故的诱导因素。由于工程桩是18.0 m长的预制桩，总计314根，打桩过程严重扰动了淤泥质软黏土，这样比较敏感的土层，在其内积聚了较高的超静孔压，大大降低了该土层的强度。打桩结束后不到一个月，就开始基坑机械取土。这时，土层中的超静孔压还没有来得及消散，软土层的强度还没有得到恢复，其强度可能比设计时的取值要小得多，因而事故的发生就是不可避免的了。

3. 处理方案

(1) 东、西、北三面的处理方案。根据现场情况，基坑东、西两面比较开阔，北面也有一定空间，因此，建议在东、西、北三面围护墙体外部卸载，以降低围护墙的主动土压力。但考虑北面厂房基础的稳定性及施工的可能性，卸载深度不宜过大，不能超过 1.5 m。卸载同时，基坑开挖后，也要留有一定高度的土台，以后分段开挖后，再浇混凝土底板。分析验算时，仍取 $c = 12$ kPa，$\varphi = 8°$。通过计算，建议卸载高度取为 1.0 m，卸载范围不少于 5.0 m，基坑内留土台高度为 2 m，范围不小于 4.0 m。这种情况下，围护墙的抗倾安全度 $K_0 = 1.45$，可满足要求，抗滑稳定安全度 $K_s = 0.94$，作为临时构造物，施工时加强监测，基本满足要求。

已经滑移破坏的范围，由于浇筑底板的净空不够，应予以清除。由于这部分范围不大，外面场地又比较开阔，可考虑分段开挖清除之，个别地段内移较少，可考虑外面卸载与里面人工掏土相结合。

(2) 南面转护墙的补强方案。由于场地限制，不能卸荷，只能对围护进行补强加固。补强有两种方法：一种是在基坑内坑底补强，效果要好一些，但对工程桩有不利影响，且基坑第一层已开挖，机械进不去，施工不便。另一种方法是在墙外加固了。加固的目的，主要是软土层扰动后强度很低，通过加固来增加围护墙的抗滑、抗倾稳定性。

通过抗滑稳定验算和桩体截面强度验算后，推算出补强墙体截面须提供剪力 $\tau_f \geqslant 180$ kN/m。若取搅拌桩体水泥土 30 d 后的抗剪强度值为 $\tau_f = 140$ kPa，则需要的补强宽度是不小于 1.3 m，即至少打设两排 ϕ700 mm 的搅拌桩。现场若没有这么大的范围，也可考虑改用钢板桩来补强。补强墙体的加长深度通过初步验算，要到地表以下 11.0 m，即加长 3.0 m。这时的抗倾和抗滑稳定安全系数可分别达到 $K_0 = 1.15$ 和 $K_s = 1.02$，能够满足要求。

4. 小结

(1) 该基坑围护工程规模不大。但事故发生性态比较典型，在重力式围护中还较少出现类似的倾滑事故。这说明无论工程规模大小，都应该重视，认真设计，精心施工，方能确保工程顺利。

(2) 在软土分布地区建造高层建筑，若设有地下室，地勘报告中不要因为基础采用桩基而忽略软土层的评价，相反更应该提供该软土层的强度指标，且最好能有十字板现场测试资料，以便为以后的围护设计提供方便。

(3) 目前重力式围护设计大多仍沿用重力式挡墙的计算方法。设计时应该注意其计算公式的适应性以及其中存在的一些问题。

(4) 坑底被动区土体的补强加固，对围护的抗倾滑稳定非常重要，应特别引起重视。

(5) 任何一个基坑围护都是一个系统工程，它与周围环境、施工技术、施工方法、作业时间、施工顺序等有着密切的关系，任何一个因素的变化都可能对基坑围护产生较大的影响，需要十分慎重。

2.6.5 某高层住宅基坑工程事故分析

1. 工程概况

该工程设计为 29 层住宅，两层地下室，总高度为 93.3 m，剪力墙结构，基坑开挖深度

为 11.2 m，地下水不流动。自地表往下第一层为填土，厚度 2 m；第二层为粉质黏土，厚度为 8 m；第三层为黏土，厚 4 m。

2. 基坑设计与施工

如图 2-127 所示，基坑开挖前，在西侧作了 28 根直径 700 mm 的钢筋混凝土灌注桩，中心距 1.4 m。桩体配置 20ϕ22 的螺纹钢筋，并在基坑底面上下各 2 m 范围内加配 10ϕ22 的螺纹钢筋。

基坑分三层开挖，每层挖深 4.0 m，当挖到 11.5 m 时，粉质黏土层丧失稳定，成片土方滑移 3.5 m 左右，同时有 10 根灌注桩倾倒并折断，造成 1 000 m^3 的塌方，工期拖延 40 d，直接经济损失 100 万元，图 2-128 为塌方事故的现场示意图。

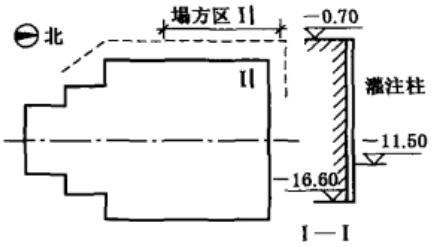


图 2-127　基坑平面及灌注桩示意图

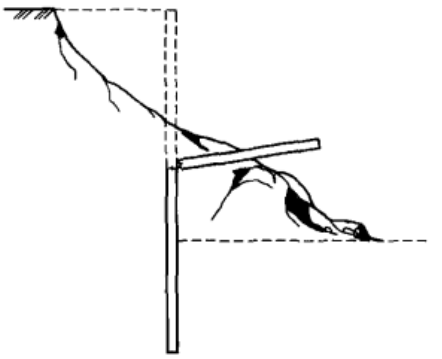


图 2-128　塌方事故现场

3. 事故分析

(1) 先进行支护桩的验算。先将圆截面桩化为方形桩，其边长 $d = \frac{1}{2}D\sqrt{\pi} =$ 620 mm。按钢筋混凝土构件受弯理论，单桩抵抗弯矩 $M_u = M_1 + M_2$，其中，M_1，M_2 分别为受拉侧和受压侧承受的弯矩。同时，受拉侧钢筋在 -11.5 m 处按 16 根计，受压钢筋按 8 根计，则

$$X = f_y A_s / f_{cm} b = 310 \times 3\,041 \times 2/16 \times 620 \text{ mm} = 190 \text{ mm}$$

$$M_1 = f_{cm} b_x (h_0 - x/2) = 16 \times 620 \times 190(585 - 95)\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$= 923.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = A'_s f_y (h_0 - a'_s) = 3\,041 \times 310 \times (585 - 35)\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$= 518.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u = M_1 + M_2 = 1\,442.1 \text{ N} \cdot \text{m}$$

土压力按朗肯土压力理论计算，其中，粉质黏土的重度为 19 kN/m^3，内摩擦角为 6°，粘聚力 c=30 kPa，则

$$K_a = \tan^2\left(45° - \frac{1}{2} \times 6°\right) = 0.81, \sqrt{K_a} = 0.9$$

$$\sigma_a = \gamma_z K_a - 2c\sqrt{K_a} = 19 \times 10.8 \times 0.81\ \text{kPa} - 2 \times 30 \times 0.9\ \text{kPa}$$
$$= 112.2\ \text{kPa}$$
$$Z_0 = 2c/\gamma\sqrt{K_a} = 2 \times 30/19 \times 0.9\ \text{m} = 3.5\ \text{m}$$

单位基坑长度的土压力合力

$$E_a = \frac{1}{2}\sigma_a(Z - Z_0) = 409.5\ \text{kN/m}$$

土压力引起的弯矩

$$M = \frac{1}{3}(Z - Z_0)E_{a1} = \frac{1}{3}[(11.5 - 0.7) - 3.5] \times 409.5 \times 1.4$$
$$= 1\,395\ \text{kN} \cdot \text{m}$$

(2) 支护桩抗弯安全系数低于规范要求的 1.5,抗弯能力不足。

(3) 灌注桩质量不能保证。混凝土不密实,水下浇筑混凝土时水泥浆有流失现象;钢筋搭接长度小于规范要求的 4～5 d。

(4) 基坑边缘堆砖,造成附加荷载。

4. 事故处理

清除残土后,重新打 ϕ159 mm×8 mm 的钢管桩,每延米 4 根,锚杆采用 ϕ50 mm 的无缝钢管,内灌 425 号水泥浆,间距 1.0 m。经处理后,钢管桩顶位移仅 5 mm。

2.6.6 福州市某大厦基坑工程事故分析

1. 工程概况

该大厦是一栋综合大楼,地处福州市东大路南侧,地上 25 层,地下 2 层,框剪结构,总高度为 84 m,建筑面积 5 万 m^2,桩箱复合基础。

地质情况大致为第一层为填土,埋深在－3 m 以上;第二层为淤泥,埋深在－9.5～－3.0 m,c=12 kPa,φ=11.80;第三层为粉质黏土和淤泥质土交互层,埋深在－9.5～－25.6 m;第四层为砂质黏性土,c=10 kPa,φ=28.8°。地下水位为－1.15 m。

2. 深基坑设计与施工

基坑实际挖深 11 m,工程桩采用 450 mm×450 mm 断面的两节预制混凝土桩,桩长 32 m;支护桩采用锤击式预制混凝土桩,断面为 350 mm×450 mm,桩长 14.5 m,桩顶设压梁,其上 2 m 为砖挡墙。压梁与呈方格布置的水平支撑梁构成第一道支护体系,挖至－7.13 m时,再浇筑二道压梁与水平支撑。支撑柱断面为 300 mm×300 mm,长 24 m,支护情况见图 2-129。

基坑开挖不久,水平支撑梁端部出现裂缝,当西向四格基坑土方开挖接近完成后时,裸露的八根支撑柱中有五根大变形,甚至破坏。随着土方向东开挖,各区段的水平支撑梁端的裂缝扩大,支撑柱变形,支护结构也随着变形,同时出现工程桩打不下去的现象。沿西向支护结构先开挖,一次挖深达 5.5 m,开挖面又太陡,造成多次滑坡。测量结果表明:相邻西侧二层房屋下沉 4.7～53.3 mm,西南侧一片筏基础的三层办公楼下沉17.5～51.5 mm,南侧一桩基住宅下沉 11.1～23.6 mm。

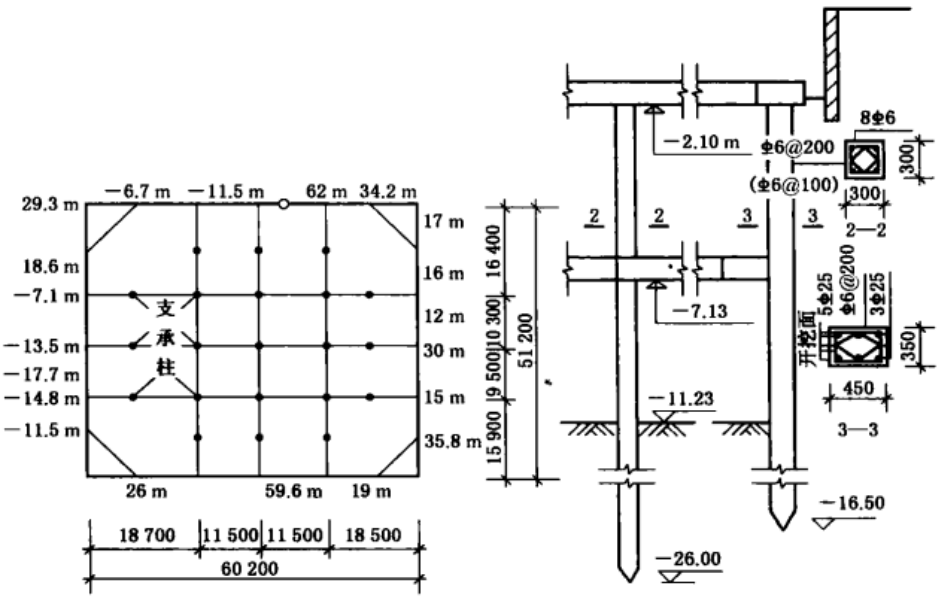


图 2-129　基坑支护平面图及剖面图

3. 事故分析

(1) 工程桩采用锤击式预制桩，布桩密(4 d)，锤击数多，而基坑支护桩也采用锤击预制桩，导致地基土中超静孔隙水压力急剧上升，且无法很快下降，在地基中产生了强烈的挤土作用。

(2) 福州地区的淤泥多呈流塑状态，渗透系数小，压缩性大，灵敏度高。淤泥受打桩扰动后其强度大大地降低，而且基坑一边开挖，一边继续打工程桩，扰动地基土，使其强度不能很快恢复，造成支护结构所受土压力增大。

(3) 基坑西南侧均临近建筑物，基坑北侧坑边又堆放了 6 m 宽，2 m 高的土方，迟迟不能运走。这样一来，基坑周围存在很大的地面荷载，淤泥在地面荷载作用下，产生流动，造成基坑支护体系所承受的压力超出设计计算值，承载能力显得不足。

(4) 支撑柱的配筋少，刚度明显不足。

(5) 水平支撑的中间接点的断面及配筋不足。

(6) 挖掘机停在水平支撑点处工作，抓斗直接碰撞支撑柱。

(7) 基坑开挖没有做好止水设施，一部分地表水流进基坑，淤泥通过桩间也进入基坑，加剧了基坑土体的滑移。

2.6.7　广东某基坑工程事故分析

1. 工程概况

该工程位于广东某地，有两个子工程 A 和 B。场地由填土层、淤泥、砂层、黏土及泥岩等组成，其物理力学性质见表 2-30。

表 2-30　　土层物理力学性质

序号	岩性	分层厚度/m	底层厚度/m	含水量 w/%	孔隙比 e	液性指数 I_L	凝聚力 c/kPa	内摩擦角 φ/(°)
1	素填土	3.41	3.41	—	—	—	—	—
2	淤泥	3.85	7.26	71.2	1.98	1.67	7.0	5
3	淤泥质中粗砂	5.6	12.86	19.8	0.60	—	58.9	36
4	粉土	1.61	14.47	23.5	0.61	1.41	20.4	1.5
5	粉质黏土	2.87	17.34	32.8	0.94	0.57	31.5	8
6	粗砂	1.22	18.56	—	—	—	—	—
7	粉质黏土	1.54	26.1	14.1	0.47	−0.3	82.9	1.5
8	泥岩风化带	—	—	—	—	—	—	—

工程 A 采用石灰喷粉桩复合基础，喷粉量约 18%，桩尖进入淤泥质中粗砂层，地基承载力为 120 kPa。基坑 A 为矩形，长 11.9 m，宽 5.6 m，深 7.0 m，止水帷幕采用水泥喷粉桩，水泥含量为 20%，桩间搭接 100 mm，桩尖置于粉土层。支护结构采用石灰喷粉桩组成格栅式挡土墙，各种桩的平面布置详见图 2-130。

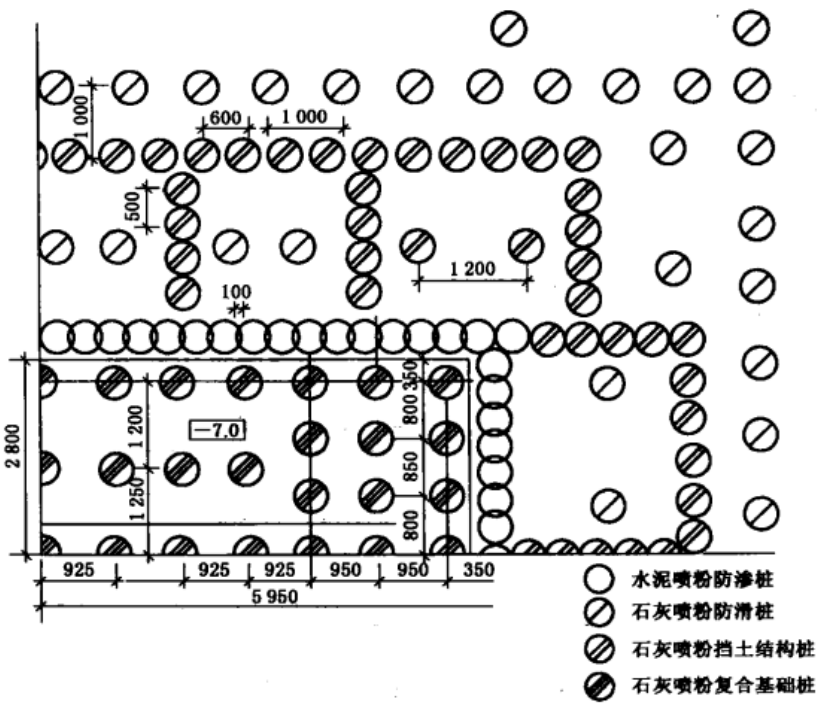


图 2-130　基坑布桩图

工程 B 采用石灰喷粉桩复合基础，喷粉量约 18%，桩尖进入淤泥质中粗砂层，地基承载力为 120 kPa。基坑 B 为圆形，直径 10.9 m，深度 8.7 m，采用水泥喷粉桩兼基坑支护与防渗，并在支护桩外增加 3 排石灰喷粉桩，增强抗滑作用，各种桩的平面布置详见图 2-131。

2. 基坑施工

工程 A 在喷粉桩龄期约 30 d 左右开始机械开挖，一次挖深 4～5 m 后，基坑南北两侧（长向）距坑边 3～5 m 范围内出现裂缝，一些水泥喷粉桩在深 4 m 左右出现连续水平裂缝。当时立即采取卸载措施，在南北两侧桩后进行挖土（深 3 m，宽 2 m），并回填部分砂土，随即在基坑内采用钢板桩加工字钢支撑，阻止了事故的进一步恶化。

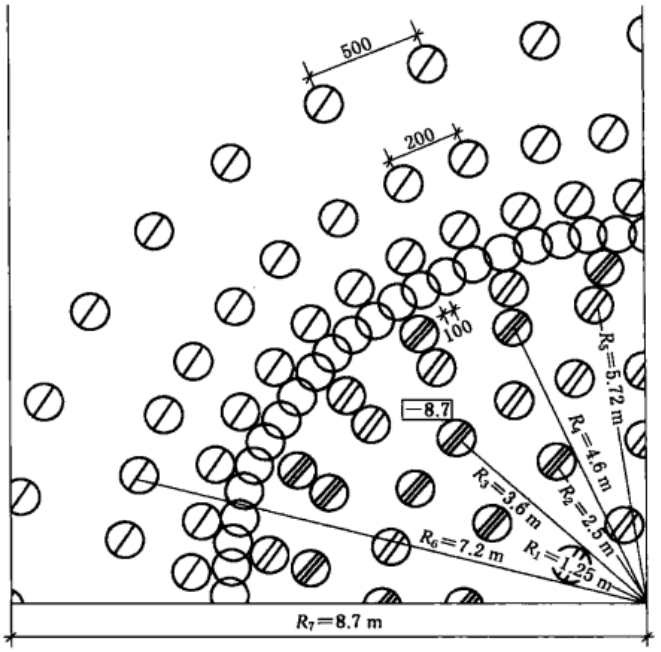


图 2-131　基坑布桩图

工程 B 在喷粉桩龄期约 30 d 左右开始开挖，挖至设计标高时，有一根水泥桩在 7 m 处出现水平裂缝，并有水渗出。同时，在离基坑边缘约8 m处地面出现连续裂缝，不久，裂缝桩由 1 根增加为 6 根，渗水携带淤泥大量涌出，桩体水泥土剥落加剧，基坑倒塌。为防止事故进一步扩大，立即回填基坑，后来采用钢板桩加工字钢支撑处理后重新开挖。

3. 事故分析

1）基坑支护方案欠妥

该支护方案受力机理不够明确，如果按重力式挡墙计算，则挡土桩嵌固深度及挡墙厚度均严重不足，在水土压力作用下，导致桩身破坏；如果按悬臂桩计算，则无筋桩的悬臂部分过长，远不能抵抗其作用弯矩，造成桩身产生水平裂缝，弯曲破坏。

2）施工质量低劣

当龄期到达 90d 后，对喷粉桩作抽芯试验，试验结果详见表 2-31 及表 2-32。

表 2-31　　石灰粉喷桩桩身强度及胶结情况描述

深度/m	强度/kPa	胶结情况描述
2.35～2.65	215	石灰粉与粉细砂胶结较好，呈块状，硬塑—坚塑
6.55～6.8	680	石灰淤泥混合土，土质较均匀，胶结良好，呈块状，硬塑—坚塑
10.35～10.65	220	7.6～10.9 m 处，石灰粉细砂混合土，石灰粉分布不均，胶结稍差，土质较松散

表 2-32　　水泥粉喷桩桩身强度及胶结情况描述

深度/m	强度/kPa	胶结情况描述
2.15～2.45	340	灰白色水泥粉细砂混合土，水泥分布均匀，与原土胶结较好，呈坚塑状态
4.15～4.45 6.45～6.75	>680 680	2.6～7.8 m 处为水泥淤泥混合土，水泥分布均匀，与原土胶结较好，硬塑—坚塑
8.55～8.85 10.85～11.15	210 165	7.8～13 m 处为深灰色水泥淤泥粉细砂混合土，胶结较差，比较松散

从表 2-31、表 2-32 得知，无论是水泥喷粉桩还是石灰喷粉桩，强度都太低而且不均匀。水泥土强度在 165～680 kPa 范围内变化，当承受 5 m 水土压力时出现剥落现象。

2.6.8 哈尔滨市某批发市场基坑工程事故分析

1. 工程概况

哈尔滨市某儿童用品批发市场，地上五层，地下两层，采用桩筏基础，其中钢筋混凝土灌注桩桩径 400 mm，桩距 600 mm，通长配筋 12ϕ20。该基坑平面尺寸为 23 m×30 m，深 7.5 m，基坑四周的工程桩兼作基坑支护桩。支护桩桩长 14 m，桩顶位于地面下 3 m，嵌固深度为 9.5 m。

该场地地基土为粉质黏土，夹有粉细砂薄层，地下水位 19.3 m。

与该基坑相邻的是一栋始建于 1927 年的五层俄罗斯砖木结构大楼，建筑面积约 6 000 m^2，基础埋深约 3 m，该大楼在 1998 年初被确认为哈尔滨市二类保护建筑。

该批发市场与 1998 年 4 月 30 日开挖基坑，5 月 6 日挖至设计标高。5 月 7 日凌晨，值班人员听到二类该保护建筑物有异常的响声，发现裂痕，及时通知楼内百余人撤出。4 时许，该大楼靠近基坑一侧的 5 间房屋坍塌，但没有造成人员伤亡。

2. 事故分析

(1) 设计单位没有进行施工验算。由于采用工程桩兼作支护桩，没有作施工验算，在相邻建筑物附近也没有采取相应的加强措施，从而使该基坑支护体系的安全度在不同地段差异较大，尤其是在二类保护建筑物附近形成危险环节。

(2) 施工单位缺乏经验。基坑开挖到支护桩顶附近后，施工单位没有做钢筋混凝土圈梁将支护桩顶连在一起整体协同受力，这样一来，支护桩成为单根受力的悬臂桩，整体性差，在相邻层建筑较大荷载作用下，逐个大变形，以至破坏，使得相邻建筑物地基土滑移，上部结构破坏。由于旧式建筑物整体性较差，所以造成其中的一部分(约 500 m^2)坍塌。

违章建造事故联合调查组认定，该二类保护建筑的倒塌，是相邻工程(批发市场)违章建设造成的。该工程的建设单位未获得市规划部门的规划许可证就擅自开工，并且对相邻保护建筑未向主管部门申报；该工程的设计图纸未经规划部门批准；施工单位未取得施工许可证就开工；监督单位对无照违章工程实施监理。

监理公司对施工方案没有严格审查，没有提出修改意见，听之任之，没有发挥其应有的作用。

2.6.9 无锡某工程基坑事故分析

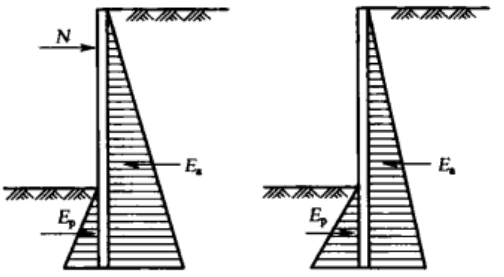
1. 工程与事故概况

该某工程位于市中心繁华地段，占地面积 2 118 m^2，地下为两层，局部地下三层，埋深约 11 m。东边 1 m 远有一层民宅，南边 2～3 m 远为一条小巷，西临一条主要马路，北边有六层宿舍楼等其他建筑物。地表以下工程地质条件为：①杂填土，厚 2.3 m；②粉质黏土，层厚 8.1 m；③淤泥质粉质黏土，厚 4.5 m；④粉质黏土，厚 4.1 m，地下水位－2.0 m。支护结构采用钻孔灌注桩，压密注浆止水，桩顶设圈梁及预应力土层锚杆结构方案，桩长

16 m。在土方开挖一段以后，由于支护结构变形，导致基坑边局部位移，周围地面下沉，路面严重开裂。

2. 事故原因分析

通过对事故的调查，发现位于马路边基坑西侧的锚杆由于地下排水管道渗漏，古河道的影响，锚杆的施工质量不好，造成锚杆不起作用，支护结构实际上成为悬臂结构（如图2-132所示）。由于受力性能的改变，使桩体后面由主动土压力绕桩底所产生的力矩大于桩前由被动土压力绕桩底产生的力矩，即 $E_a \cdot 1/3(h+t) > E_p \cdot 1/3t$，使支护结构发生过大变形，周围地表出现下沉、开裂现象。



(a) 政府计算简图　　(b) 实际计算简图

图 2-132　支护结构计算简图

3. 事故处理

为了保证周围建筑物的安全；道路的正常行驶，决定采用在基坑内设内支撑的方式，对基坑出现的险情进行加固。加固方案为双道内支撑，第一层标高 −5.5 m，第二层为 −8.0 m。在挖土时注意支护桩基脚土方不得一次性挖除，留出 2.5 m 高、4.0 m 宽的土体，待整个基坑支撑施工完毕以后，用人工挖除，如图 2-133。

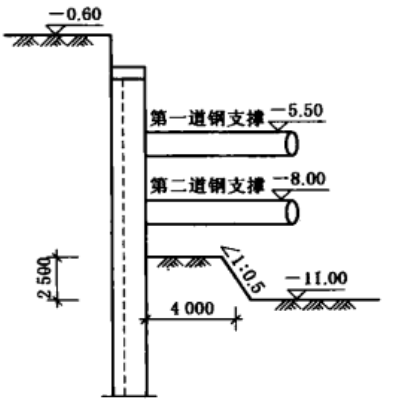


图 2-133　采用内支撑加固支护结构

2.6.10　南水北调工程膨胀土渠道滑坡的监测与分析

1. 概况

南水北调中线工程的渠道总长 1 240 km，其中有 175 km 通过南阳膨胀土地区。在刁南灌渠中选择了一段长为 860 m 的渠道试验段，进行渠坡稳定的现场测试和观测。

该试验段分为四个区段：A 段为挖方段，坡高 13 m，坡度为 1∶2.5～1∶3.0；B 段为挖方段，坡高 10 m，坡度 1∶2～1∶2.5；C 段亦为挖方段，坡高 8 m，坡度 1∶1.8～1∶2.0；D 段为填方段，填高 6 m，坡度 1∶2.0。在挖方段和填方段的不同高程和不同部位设置了应力、变形、地湿及土体温度的观测点，同时，在 A 段还布设了孔隙水压力观测点，由此可了解渠坡各测点的空间变形情况。

试验渠段为中更新统冲积的膨胀土，但各段土的膨缩性能和结构构造特征有较大区别。A 段系棕黄色中等膨胀性黏土，夹有 5%～20%姜石，裂隙发育；B 段为棕黄色黏土夹少量条带状灰白色黏土，中等膨胀性，裂隙发育；C 段为褐色黄色低膨胀性黏土，裂隙很少，土体比较完整；D 段为中膨胀性土填筑渠道。各段土体的特性列于表2-33。

表 2-33 各段土体的工程性质

指 标	A 段	B 段	C 段
含水量/%	22.5	23.2	22.2
液限/%	46.1	52.9	40.5
塑限/%	20.8	21.0	18.0
黏粒含量/%	49	55	43
缩限/%	9.8	8.5	11.0
体缩/%	16	19	12
膨胀系数/%	6.2	8.7	3.5
膨胀力/kPa	102	135	40
黏聚力/kPa	30	23	35
内摩擦角/(°)	20	18	21

2. 渠道施工

渠道施工过程中，C 段和 D 段没有破坏，A 段发生局部破坏并伴有大变形，但未有整体大滑动。B 段渠道开挖始于 1984 年 2 月底，5 月竣工，随开挖深度的增加，两侧边坡的变形相继增加并发生滑坡。6 月 12 日暴雨后，试段右岸下游发生滑坡，随后坡腰出现间断性纵向裂缝。7 月 29 日渠坡发生第二次滑坡，并逐渐向坡顶扩大，9 月初连续大雨，坡顶出现弧状裂缝。9 月 28 日渠坡发生第三次整体滑坡，如图 2-134 所示。滑坡的滑移面主要发生在次生灰白色黏土充填的缓倾角裂隙面上，滑移面剪切带厚度 2～6 cm，其中灰白色黏土连续分布，具有明显擦痕和颗粒高度定向排列，并呈流塑状，含水量 30%～35%，比天然含水量高 6%～10%，滑动速度与降雨有关，最大滑动速度为每天 18 cm，总位移量达 2.5 m，但并未发生突然崩塌。



图 2-134 B 段滑坡剖面示意图

3. 试验测试

1）应力观测

在渠道开挖卸荷过程中，土体的应力不断地变化，现对垂直应力与水平应力的变化过程分别加以叙述。

（1）水平应力

A 段的开挖一次完成，水平应力在竣工后即达峰值，以后随渠道水位变化而略有起伏，但较为平衡。B 段开挖多次间歇，水平应力也间歇递增，并在开挖结束时达到最大值。渠坡破坏时，应力急剧地降低，在坡脚部分降低尤烈。水平应力的变化还具有以下一些特点：

① 渠坡不同部位的水平应力是不同的，坡底两侧最大，坡顶最小，坡腰居中，故渠底两侧形成了大的剪切区，渠道的破坏往往先从渠底开始；

② 渠坡高度越大，水平应力也越大；

③ 同一测点水平应力远大于垂直应力。A，B 段相差达 2～5 倍，C 段为 1.5～2.0 倍。这是渠坡侧向卸荷的原因造成的，同时膨胀土往往是超固结的，因此水平应力本来就

比较大。

(2) 垂直应力

垂直应力在渠坡处于稳定状态时，比较平稳，不同部位的值相差也不大。其波动原因与气候及雨量等因素有关。但是一旦渠坡开始破坏，垂直应力的变化就很复杂，一般来说，坡底处增大，其余部位略有减小。

填筑渠段的坡底水平应力与垂直应力在填筑结束后不久即处于同步变化状态，而坡底的水平应力(*D*27)与坡腰的水平应力(*D*26)的变化大致呈相反的趋势。这可能由于渠道过水时，内坡与外坡受到了相反的外荷作用所致。坡底的最大垂直应力约为 35 kPa，与开挖渠底相比(约 60 kPa)要小得多。

2) 变形观测

变形观测的主要目的是了解渠坡滑移过程中变形的发展，以 B 段为例加以说明。图 2-135 为 B 段膨胀土渠坡向内的位移曲线，曲线分为三段，*AB* 段为施工期，速率为 1～0.5 mm/d，*CD* 段为破坏期的增速阶段，速度为 5～20 mm/d，最大可达 180 mm/d。在该地区，一般累计变形达到 30 mm 左右时，变形将进入增速度阶段。变形测值还有如下特点：

(1) 渠坡水平变形分布规律与水平应力的大致相同，腰坡与底部较大，坡顶较小。

(2) 在同一坐标位置上，不同深度处的水平位移不同。

(3) 渠坡垂直变形在开挖时因回弹而上升，进入破坏阶段后渠底隆起，渠顶下沉，但破坏时，同一测点的垂直变形远小于水平变形。

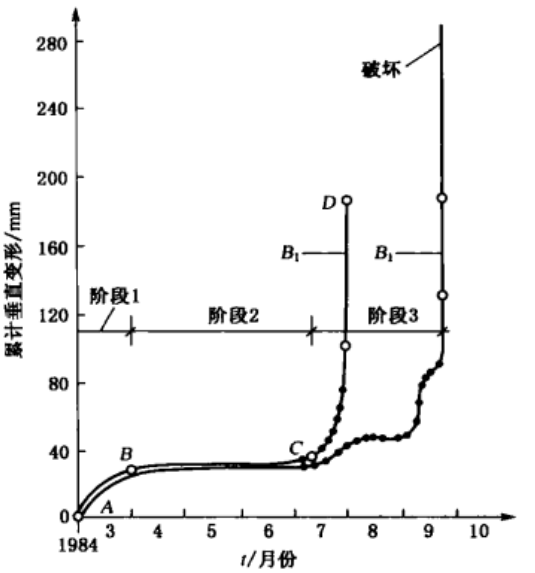


图 2-135 B 段渠坡变形破坏全过程图

同一测点的应力与变形关系和一般土的应力变形关系相似(图 2-136)，存在一个峰值。峰后强度有所降低，且变形发展很快，因此应使土体的应力状态不超过峰值。从 B 段的观测结果可以看出。达到变形增速度阶段的位移约为 30 mm，与前述的经验相吻合，而达到峰值的位移约为 15 mm，故当变形小于 15 mm 时才能认为渠坡是安全的。

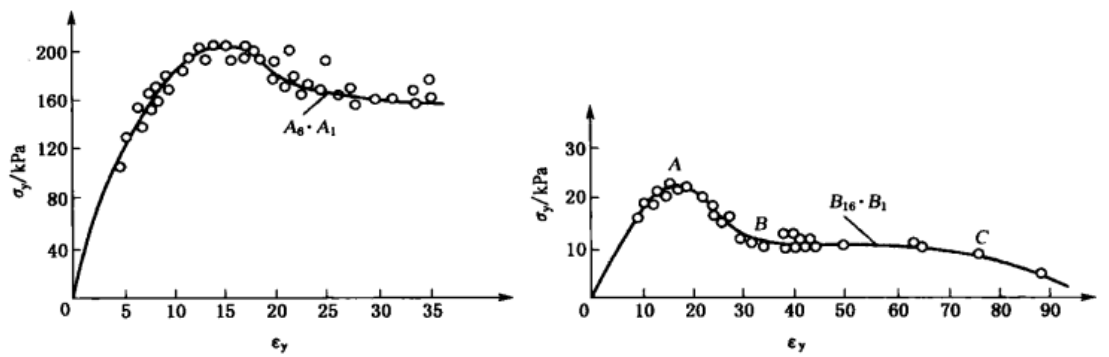


图 2-136 应力-应变关系曲线

孔隙水压力和含水量观测孔隙压力观测成果主要从A段获得，但在A段渠坡局部破坏时，仪器失效。从所得结果看，孔隙压力的变化与降雨过程有关，也与上述的变形测值的规律相符，当孔隙压力剧增到24 kPa值时(1987年4—5月之间)，也正是变形迅速增加至局部地段发生破坏的时候，因此，利用孔隙压力变化也可预测边坡失稳。

含水量是导致土体滑动的重要因素之一，实测表明滑动面上的含水量大于两侧土体的含水量，这也是预报滑坡的定量指标之一。

4. 滑坡原因分析

B段地层属于层状结构，滑动是沿着层间的软弱结构面，即次生的灰白色黏土充填层面而进行的，这是内在因素。引起滑坡的直接原因是开挖，渠坡下部产生了大片的剪切区，切应力随开挖的进行剧烈增加，至开挖结束时达到最大值。由于土体侧向压力的减小和剪应力的增大，土体常常产生顺坡向的裂缝，且逐步扩大，同时，裂缝也由靠近临空逐渐向内发展，在这过程中雨水侵入，降低了裂缝面土体的强度，而这种强度的降低在层间软弱结构面上尤其严重。同时，雨水又使土体承受了向外的渗透压力，更促使土体滑动，这种现象在孔隙压力和含水量的测值中反映得比较明显。测试表明滑移剪切带的厚度为2～6 cm，其中灰白色黏土连续分布，有明显擦痕，颗粒高度定向排列，土体呈流塑状。滑动面上的含水量比周边的土体大6%～10%，一方面，由于水分渗入的滞留；另一方面，土体滑动时，土体受剪也会导致含水量富集于剪切面，更加大了滑动面的含水量。B段在雨季观测到的滑动量每天达18 cm。由于滑动是沿着一缓倾角的软弱结构面进行，因此，这种滑动是逐渐不断地滑动，而不是突然塌滑。据观测，其总位移达2.5 m。如果膨胀土体未存在连续的软弱结构面，那么，随着开挖中裂隙的开展和雨水侵入，已存在于膨胀主体中的不规则裂隙也会逐渐发展，尤其在剪应力较大的部位，进而形成一连续的滑动面，滑体会突然滑下。这种滑动在本试验渠道中局部也曾出现过。

由此可见，在膨胀土的胀缩性、裂隙性和超固结性中，裂隙性对膨胀土边坡的稳定起着关键的作用，裂隙性是胀缩性和超固结性的结果，也是导致层间结构面上次生黏土充填物形成的因素之一。

3 深基坑支护事故分析及处理对策

近几年，随着深基坑支护工程越来越多，随之也出现了不少支护工程的事故。本章从调查分析深基坑支护事故实例着手，提出了防止支护工程事故处理的对策。

目前，由于城市兴建高层建筑多，而高层建筑都有 1—3 层甚至 4—6 层地下室，由此在施工期间带来深基坑开挖和支护的岩土工程问题。由于地层构造错综复杂，加上设计方案有问题与施工管理不善，因此，在深基坑支护方面出现了不少事故；有的延误了工期，造成巨大经济损失。

因此，深基坑支护工程成为当前建筑行业十分关注的工程热点，它具有技术复杂、综合性很强的特点，同时，对工程造价又有举足轻重影响的特点，从而深基坑的开挖和支护便成了一个突出的问题。

3.1 支护事故分析及处理对策

1. 工程基本特征

(1) 基坑支护工程主要集中在城市。市区的建筑密度很大，并经常在密集的建筑群中施工，场地狭小，挖土不能放坡，邻近又有建筑物和市政地下管道，因此，其施工的条件往往很差，难度很大，所以对基坑稳定和变形控制的要求很严。

(2) 基坑开挖与支护是一项很强的综合技术工作。从基坑支护事故分析可知，不少事故同勘察、支护设计、开挖作业、施工质量、监控量测、现场管理等因素有关，而事故的发生又往往具有突发性。

(3) 基坑支护工程采用一些传统的支护方法。基坑支护工程采用一些传统的支护方法不仅造价高、工期长，而且存在许多致命弱点，如悬臂式支护结构安全度较低，常常因桩的插入深度不足，而发生塌方事故。因此，选用传统方法受到许多限制，支护不当常会酿成重大事故。

(4) 深基坑支护工程大多为临时性工程。因此，在实际工程中常常得不到建设方应有的重视，一般不愿投入较多的资金，可是，一旦出现事故，处理起来十分困难，造成的经济损失又十分巨大。

2. 基坑支护事故实例及分析

在第 2 章已经选用了大量的支护工程失事的实例，现重点分析几个支护事故的实例并加以分析。

在 20 世纪 90 年代初还缺乏深基坑支护工程经验，因此，各大城市相继都发生过工程事故。据了解，上海软土地区，施工的基坑支护工程约有 750 多处，而事故失误达 1/4，现将全国各城市主要深基坑支护工程事故列于表 3-1。从表 3-1 中可见，30 例工程事故，分布于全国各主要城市，但每一项工程事故造成的原因往往是复杂的，例如，表 3-1 中(序号 14)某大厦工程，地上 23 层，地下 3 层，建筑面积 20 185 m^2，基坑开挖深度 12 m，由于工程

位于繁华市区，场地狭窄，东、南、北三面距相邻建筑物较近，见图 3-1 所示。该场地勘察地层自地面以下为：杂填土、素填土、Ⅰ级非自重湿陷黄土、粉质黏土、卵石、黏土等，地下静止水位－7.0 m。

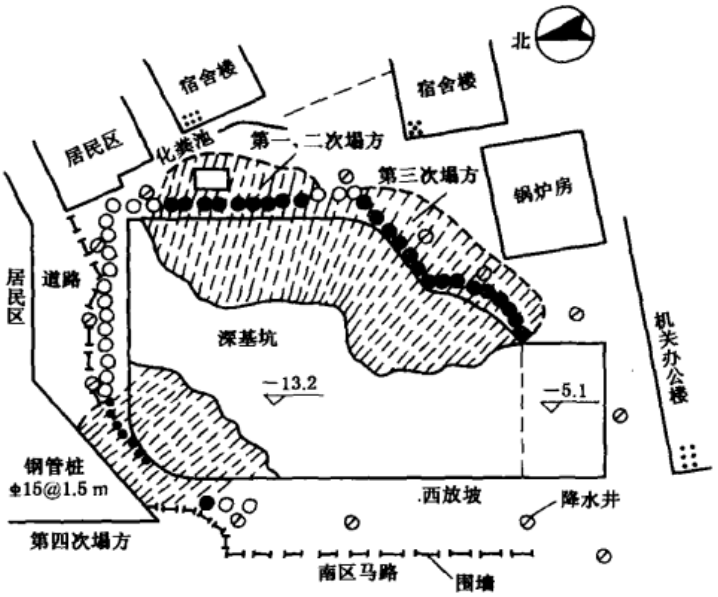


图 3-1 现场支护及塌方平面示意图

表 3-1 典型深基坑支护工程事故实例

序号	工程名称	地点	支护结构	基坑深度/m	事故原因
1	某大厦	鞍山	钢管、工字钢护坡桩加锚杆	10	锚杆抗拔螺栓焊接质量问题
2	某广场	长春	$D=1$ m 挖孔桩加锚杆	16	支护结构设计不当，防冻措施没起作用
3	某商业广场	沈阳	护坡桩连续开孔加锚杆	10	施工不当，锚杆预应力不足
4	某大厦	大连	锚拉挡板支护，挡板采用组合整片木板，竖向槽钢为垫梁	10	设计不当，锚头锁定力不足
5	某建行大厦	沈阳	旧钢轨支护，地面筋锚拉	10	设计不当，多数钢轨打入深度不足
6	某高层公司	鞍山	$D=0.7$ m 钻孔灌注悬臂桩	12.5	设计方案欠缺，设计参数 ϕ 值取值有问题，混凝土强度不够
7	某大厦	鞍山	$D=0.8$ m 灌注桩加锚杆	14.3	下水管渗漏，锚杆受力不均，降水井没有起到作用
8	某大酒店	鞍山	预制桩支护，没设锚杆	10	设计缺陷
9	某大厦	鞍山	放坡 1∶0.8 坡面 10 cm 加筋混凝土	10.2	下水井渗水，水压力和冻胀造成
10	某租赁大厦	沈阳	钢轨支护钢筋张拉	11	设计问题，护坡桩抗弯刚度不足，钢轨焊口在同一个标高
11	某商业广场	沈阳	锚拉挖孔桩	12.5	勘察不准，对上层滞水缺乏充分认识
12	某高层建筑	石家庄	$D=0.6$ m 灌注桩，设三道锚杆	20.5	支护结构锚杆计算错误及原埋管道漏水

续表

序号	工程名称	地点	支护结构	基坑深度/m	事故原因
13	某物资大厦	济南	土钉七层竖向@1.5 m，水平@2 m；喷射混凝土 5～10 cm	11.42	设计安全系数偏低，施工中无监测措施，基坑内明沟排水、坡内降水不好
14	某大厦	济南	D = 0.8 m 悬臂灌注桩	12	嵌固在土内的桩长度不足，设计不合理，未设圈梁，其次是漏水
15	某市场大楼	南京	D = 0.7 m 灌注桩加锚杆一道	7	设计方案，施工已改变，地面荷载增加，管道局部漏水
16	某大厦	武汉	D = 1 m 钻孔灌注桩设锚杆一道	13	基坑涌水涌砂，未形成止水帷幕
17	某银行大厦	南京	D = 0.8 m 灌注桩悬臂结构	6.7	未按设计方案施工，且止水帷幕未形成
18	某商场改建	南京	D = 0.5 m 水泥土搅拌桩止水帷幕 D = 0.8 m 灌注桩悬臂	5.35～6.5	因止水帷幕有两个缺口，未连续封闭失效
19	某工程	上海	D = 0.6 m 钻孔灌注桩悬臂采用压密注浆	4.5～5.0	压密注浆压力不足，造成地下水、泥土涌入
20	某大厦	深圳	D = 1.2 m 钢筋混凝土挡土桩	8～14	设计参数取值不当及地下管道渗漏
21	某工程	广州	D = 1.2 m 挖孔桩加锚杆	18.0	设计不当，稳定系数较低，施工不适当，清挖坡脚
22	某大楼	烟台	D = 0.8 m 钻孔灌注桩高喷灌浆封闭成墙	10.8～11.8	设计缺陷，施工桩混凝土强度不足，地下管线渗漏
23	某工程	上海	深 20 m 的地下连续墙	10	33 幅地下连续墙有 28 幅倒塌。11 幅深度不到位，最浅仅为 11 m
24	某商厦	上海	深 21 m 地下连续墙	11.5	在 9 m 深墙体有 25 cm×40 cm 空洞，另有墙体严重突出，最大达 2 m
25	半球太新广场	湛江	D = 1.2 m 灌注桩@1.5 m，桩长 32 m，桩顶设压顶梁用锚杆加固	9.0	坑外流入水泥，通过支护桩间不断向坑内渗入，三根支护桩折断，配电房滑入基坑，相邻楼房下沉，倾斜
26	某宾馆	海口	喷锚支护采用 ϕ25 非预应力锚杆长 6 m，表面为 ϕ6@200 网片，其上喷混凝土	8.0	支护方式选择失误，边缘只有 4 m，有一栋三层旅行社，相当于边缘堆载，非预应力锚杆长度也不足
27	某大厦	汕头	采用 D = 0.8 m 钻孔灌注桩@1 m，桩长 15 m，外侧为搅拌桩止水帷幕	9.0	桩施工质量差，水平支撑梁抗力不足，止水帷幕效果差，多处漏水
28	某中心大厦	北京	采用 D = 0.8 m 钻孔灌注桩@1.2 m，桩长 14.5 m，桩顶设压梁，梁上砌 1.5 m 高护墙	11	随意修改设计，取消桩顶锚杆，使支护桩成为悬臂桩，嵌固深度严重不足，仅 4 m
29	某广场	北京	基坑－5 m 以上采用土钉、钢丝网水泥护面，－5 m 以下采用 D = 0.8@1.6 m 灌注桩支护，桩长 22 m，用降水井降水	14.7	排水井忽略了抽水，排水井数量又少，使地基土含水量增大，土的黏聚力和内摩擦角减小
30	某银行营业大厦	太原	A 区采用双排灌注桩支护，B 区采用单排桩支护，桩直径 D = 0.8 m@1.2 m 双排桩@1.8 m，长度为 17 m 和 21 m，支护桩外作旋喷柱止水帷幕	10.3	大型排洪管道在拐角处有巨大的水锤作用以及管道漏水
31	祖国广场	珠海	逆施钢筋混凝土挡墙＋组合工字钢内支撑	17.2	基坑支护设计存在问题，承载安全系数偏低

基坑支护方案问题：为了片面节约造价，建设方提出采用 $D = 0.8$ m 悬臂灌注桩，部分采用 D_g150 钢管桩，间距 1.8 m，悬臂 12 m，入坑 6 m，未经严格计算，粗定方案，结果出现倒塌，深基坑支护塌方描述见表 3-2。事故主要原因是：桩锚固深度不足，桩直径为 $D = 1$ m@1.5 m，桩顶必须设压顶梁，次要原因是漏水，使安全度降低。

表 3-2　　世界贸易大厦深基坑支护塌方事故描述

倒塌顺序	日期	事故描述
第一次	1992 年 11 月 22 日	东侧③—④轴间一根桩发生 35°内倾，土体发生局部塌方，紧临该桩东南部六根桩后土体出现 0.5～1 cm 裂缝，北部未打桩范围 3.2 m 宽道路下沉，地面裂缝 1～2 cm，房屋出现三道 0.1～0.5 cm 竖向裂缝，各种迹象预示为大塌方的前兆
第二次	1992 年 12 月 19 日	东侧②—⑤轴约 20 m 范围，八根桩突然倒塌，在距坑底 1 m 左右桩被折断，桩后土体大面积涌入坑内，地面上一座化粪池整座倾入坑内，又紧急采取顶撑加固，未能奏效
第三次	1993 年 2 月 12 日	基坑南侧又有 15 根桩倒塌
第四次	1993 年 2 月 18 日	北侧西部又发生局部塌方，道路被中断，塌方到房屋边缘

湛江半球太新广场（见表 3-1 序号 25），位于霞山区十字路口一侧，平面位置见图 3-2。地上 29 层、地下 2 层，基坑深 9 m，地表向下第一层为填土，厚约 2 m，其下为淤泥质土，地下水在地表下 2 m 处。支护桩采用直径 $D = 1.2$ m、间距@＝1.5 m 灌注桩，桩长 32 m，支护桩共 168 根，桩顶设压顶梁，锚杆加固，基坑内外同时用降水井降水。由于基坑边贴近配电间，直接妨碍了支护桩的施工，因此，支护桩仅施工到配电间的右侧，而配电间左侧及基坑的拐角，仅用工程桩代替支护桩，配电间前没有作支护桩，由于没有止水措施，基坑开挖后泥水大量流入基坑，结果配电间滑入基坑，右侧三根支护桩折断，北侧六层宿舍楼向南倾斜 2.5 m，三层宿舍楼向南倾斜 7 cm。事故原因分析，对配电间的超载，在基坑不作支护处理是错误的。地下水位高，地基土又为淤泥质土，缺少止水帷幕，支护桩配筋与原设计不符等。

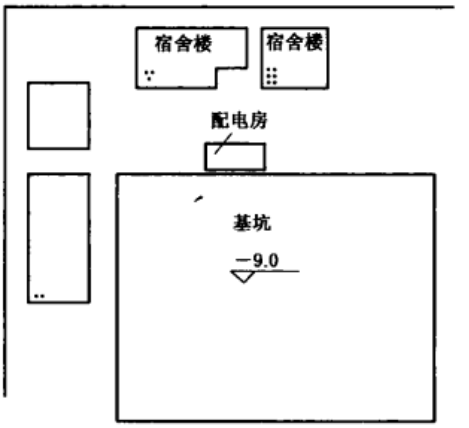


图 3-2　基坑平面示意图

根据表 3-1 调查统计分析，按事故原因分类统计结果见表 3-3。

表 3-3　　基坑事故分类统计表

序号	事故调查	调查数量	设计缺陷		勘测不详		水的作用		施工质量		土冻胀		其他	
			频率	%	频率	%	频率	%	频率	%	频率	%	频率	%
1	沈阳地区	14	8	57.1	1	7.2	3	21.4	2	14.3				
2	鞍山地区	16	3	18.8	1	6.2	4	25	6	37.3	2	12.5		
3	东北地区	37	13	35	3	8	8	22	10	27	3	8		
4	唐业清调查[11]	103	46	45			23	22	34	33				
5	唐业清调查[12]	311	124	39.9	12	3.9	20	6.4	146	46.9			9	2.9
6	余志成施文华调查[13]	11	4	36.4			4	36.4	3	27.2				
7	徐至钧调查	30	15	50	1	3.3	7	23.4	6	20	1	3.3		
总计		522	213	40.8	18	3.4	69	13.2	207	39.6	6	1.2	9	1.7

从表 3-3 可见，设计缺陷、施工质量和水的作用是发生事故的主要原因。

3. 基坑支护事故原因分析

(1) 在选择支护方案时缺乏技术论证。从基坑支护事故原因分析来看，有不少工程事故是由于事前缺乏技术论证引起的。事前对该工程的工程地质和水文地质情况及周围环境缺乏了解和分析，而是凭着某些人有限的经验和片面的知识随意确定的，而没有邀请有关专家进行技术论证。例如，济南市某工程位于大明湖附近，整个基坑座在杂填土及淤泥地层上，由于各种原因，建设单位及施工单位在缺乏工程地质及水文地质资料的情况下，基坑开挖就盲目采用了降水方案，打了 60 眼降水井，经抽水涌水量大，影响半径远，并引起基坑周围地面下沉及房屋裂缝，为了防止地面下沉及房屋裂缝进一步发展，这时又盲目地在基坑的北、东两侧的降水井外侧进行静压灌浆防渗。由于灌浆方法不得当，灌浆效果不好，后经抽水试验，涌水量并未明显减少，依然继续引起基坑周围地面下沉及房屋裂缝。最后不得不改变原来的降水方案为基坑周边高喷灌浆防渗方案。由于方案的变化，不仅给该项工程造成了严重的经济损失，而且还拖延工期数月之久。

又如，青岛某客运大厦，基坑开挖深 9 m，基坑周边分别有高压线、输油管线、绿化带等，不允许放坡，需直立护壁。而且该地区地下水丰富、稳定地下水约在自然地表下 1.8 m 左右，基坑开挖如果采用周边降水方案，经计算降水引起周围路面、楼房及输油管口开裂，因此基坑开挖应采用四周截水支护方案。

该场区地层，基岩埋深从西向东 8.0～9.0 m，表层杂填土约 2.0 m，第二层富水砂层约 2.0 m 厚，其下是 3.0 m 左右的粉土、粉砂层，渗透系数亦较大，最下层为 2 m 左右的砾砂碎石层。经计算作用于护壁上的土、水总压力约为 500～600 kN，在护壁底端截面造成的倾覆力矩约为 1 500 kN·m。

在上述情况下，设计者采用了“旋喷水泥土桩挡土兼截水墙”方案，由于旋喷桩是素性水泥土桩，抗弯能力差，设计人员为了提高桩的抗弯能力在钻孔中插入了少量钢筋、钢管、竹竿等，并把旋喷桩布置成“Π”形格栅状，以提高旋喷桩的抗倾覆能力。尽管设计者费尽心思，由于旋喷桩是悬臂式结构，旋喷桩的抗拉抗弯能力很低，所以当基坑开挖到下部时已多处发生倒塌，给该项工程造成巨大经济损失。显然这种支护方案缺乏技术论证，在该项工程的具体情况下，该支护设计是没有科学依据的。

青岛市前海商业城，基坑开挖约 10 m，用高压摆喷灌浆进行支护防渗就获得了成功。这是由于它的特殊地质情况所决定的。场区地质情况 0～10 m 为杂填土，以下为风化岩。杂填土以建筑、生活及工业垃圾为主。土层密实度差，结构松散；孔隙度大，透水性强，高喷灌浆时吃浆量大，平均每延米水泥用量 0.8～1.0 t/m，水泥浆在地层中扩散远，高喷形成的凝结体较宽、厚，在地层中形成了重力式挡土防渗墙体。所以，该基坑进行了垂直开挖，并经过雨季而没有倒塌。由此可以看出，在确定工程的支护防渗方案时，必须结合实际情况确定，决不能生搬硬套。因此，一项基坑支护工程，究竟是采用桩锚结构还是土钉墙支护，或是放坡开挖，都必须根据某一工程的地质环境、地下水情况，以及周围环境而定，该用桩锚支护的决不能用土钉支护或放坡开挖，否则，就会出现险情。该用土钉支护或可放坡开挖的工程，就不要用桩锚支护，否则，就会给工程造成巨大浪费。所以，对于任何一项基坑支护工程，都必须经过各种方案的分析比较后确定一个最合理的支护方案。

(2) 必须十分重视地质勘察工作。特别要重视深基坑开挖所在地的地形、地貌和工

程地质特点的勘察，重要的是对场地土质的稳定性问题进行评述，在勘察工作中，应将可能导致边坡土体滑坡的各种因素事先摸清，对支护结构的稳定性和安全性易造成威胁的重要地段、重点地层和重要的土质指标要保证其可靠性。对查明场地内地下水分布十分重要，因基坑事故绝大部分与地下水有关，对不符合技术要求的勘察资料，不得进行深基坑支护的设计与施工。

(3) 要重视深基坑支护的方案和设计工作。深基坑支护的方案很多，工程造价也千差万别，因此，对设计方案对比选择就显得十分重要，有的工程因方案选择不当，使支护工程的造价很高，其结果还发生了倒塌事故。

高层建筑设计一般由设计单位负责，而支护工程认为是施工措施的一部分，作为临时措施，由施工单位或其他单位设计和施工，因此，二者脱节，又有“临时”工程的概念，所以，常常反映出方案选择不当。目前不少城市，实行了对深基坑支护结构的专家审查制度，通过专家论证，各方案对比，并限制开挖深度，值得借鉴。对支护设计方案工作一定要做深做细，多作比较，可以大大降低支护的工程费用，又可防止事故发生。

近年来，由设计原因造成的基坑倒塌事故屡见不鲜，由于各种原因建设单位委托一些不具备深基坑设计能力的单位和个人进行设计是目前基坑倒塌事故的一个重要原因，例如，××港务营业楼，三层地下室、基坑开挖约 16 m，地质条件为杂填土、淤泥、淤泥质黏土，地下水埋深 1.5 m 左右。该工程在基坑支护设计中不仅土压力计算有误，而且在基坑的西、北侧的支护桩拉锚设计中错误地用 DN108 钢管作为地锚桩，用钢丝绳张拉，支护桩间用高喷灌浆防渗。显然，这种设计是没有科学依据的，再说 DN108 钢管的刚度是不够的，同时，用一般的钢丝绳作为拉杆更是不妥的，所以，当基坑开挖到 10 m 左右就全部倒塌了。而在南、东两侧则用高压喷射灌浆防渗，设计者在没有进行稳定性分析的情况下，放 1∶1 的边坡进行开挖。根据基坑工程规范及有关规定，在这种地层进行放坡，边坡不应小于 1∶1.5。所以，当基坑开挖到 10 m 左右，坑壁全部倒塌。

又如，青岛××商业广场基坑开挖 14.1 m，地质情况 0～11 m 为杂填土及粗砂，以下为风化岩，原设计为悬臂式支护桩，桩长 5.6～11.3 m，入岩 2.8 m，桩间距 1.8～2.4 m，基坑开挖后支护桩将全部悬空，成为附贴在坑壁上的吊桩，尽管在桩的入岩处留有半米的台阶，显然，这种设计是不安全的，所以，当基坑开挖到 5 m 左右，支护桩位移较大，被迫停止开挖。后经有关专家技术论证后又增加了两层锚杆，桩间进行了挂网喷射混凝土，才避免了基坑倒塌事故。

又如，济南××商业中心，基坑开挖 5.7 m，场区地质条件为杂填土，土质疏松、地下水位 1.5 m、基坑开挖设计放 1∶0.35 的边坡，打 1.5 m 长的土钉，挂 ϕ6.5@200×200 的钢筋网，喷射混凝土，根据《建筑基坑工程技术规范》及有关文件规定，显然该基坑开挖支护设计不符合有关规范要求。如果按放坡开挖设计边坡明显放小了，如若按土钉支护设计，土钉又明显设计短了，所以，当基坑刚开挖到底就塌坡了。

从以上几个工程实例来看，基坑的支护设计应该引起设计人员和有关单位的足够重视，以免出现设计不符合基坑支护工程技术规范的要求，这是导致基坑支护失败的主要原因。

(4) 土的强度指标选择不准。在基坑支护工程设计中，合理地选择土的强度指标是基坑开挖成败的一个关键因素，如果土的强度指标选取不当，基坑稳定分析计算再精确也

是不行的。例如，在基坑周边降水条件下进行基坑稳定计算可以采用总应力法，其土的强度指标可以由直剪试验取得，但是对透水性比较强的土，快剪与不排水条件差别就较大。

在基坑周边防渗条件下，基坑周边土体大都处于地下水中，这时，土的强度指标较排水条件小了很多。同时，在基坑支护设计中，既要考虑土的压力，也要考虑水压力。在基坑稳定分析中，宜用有效应力法，其土的强度指标可由三轴试验取得。可用固结不排水剪测孔隙水压力的方法求得。在基坑稳定计算中，有效应力法较总应力法合理，水土分算优于水土合算。但是，在实际工作中，往往有很大出入，有些设计人员不管是在什么条件下，选用的是同样土的强度指标，在基坑支护设计中都用总应力法及水土压力合算，这也是使计算结果与实际情况出入较大，造成基坑开挖经常出现事故的一个主要原因。

综上所述，建设单位选择一个具有深基坑支护设计经验丰富的设计单位进行设计是很重要的，一个好的设计光考虑经济而不考虑安全不行，但光考虑安全而不考虑经济也不行，所以，一个好的基坑支护设计应该是既安全又经济的设计。

一般来说，应根据应力情况选择固结快剪(CU)，或不固结快剪(UU)，还应考虑加载和卸载的影响而进行试验求得相应的指标。

从现场实测和事故分析，可得到一个总的概念：对软弱地基的被动土压力估计不足，往往是造成基坑产生整体滑动的一个重要原因。那么，内摩擦角 φ 和黏聚力 c 值的取值，尤其是 φ 值是被动土压力计算安全与否的一个关键，如以上述工程为例，采用不同的 c，φ 值，试求被动土压力和稳定系数，见表 3-4。

表 3-4　　事故分析土压力和稳定系数对比

	事故前	事故后	假设
分析	$c=12\ \text{kPa}$，　$\varphi=15.4°$	$c=13\ \text{kPa}$，　$\varphi=6.5°$	$c=13\ \text{kPa}$，　$\varphi=0$
被动土压力 /Pa	178	132	98
稳定系数	$1.38>K_s=1.3$	$0.74<K_s$	$0.47\leqslant K_s$

考虑目前的室内试验情况，在一般情况下，可以采用 CU 的内摩擦角 φ 和黏聚力 c 值进行主动区的土压力，但在被动土压区，其值宜适当降低，或者根据 CU 和 UU 值进行选择，对于在被动区采用弹簧支承(m 法)，m 值宜适当降低，否则，容易发生不必要的事故。

(5) 地下水处理不合理。由于地下水处理不当，往往会造成基坑倒塌事故。在基坑开挖过程中，究竟是采取降水还是防渗措施上，首先要看建筑物所在地的工程地质和水文地质情况及周围的环境而定。如果基坑处在建筑物密集区，就要看降水会不会引起地面下沉给周边建筑物及管线造成破坏。通过抽水试验对地面沉降观测资料分析认为，降水会给基坑周边建筑物及管线造成破坏，就不要采取降水措施，就要采取基坑周边防渗的措施。一般来说，如果基坑周围附近没有建筑物和主要管线时，可以采取降水方案，有时基坑在楼房密集区，如果地质条件好，并通过打井抽水试验对地面沉降观测资料的分析认为，降水不会引起基坑周边地面下沉及楼房裂缝时，也可采取降水措施，因降水工程造价较低，而且对基坑的稳定有利。例如，济南市华联商厦、济南三联电子大厦等，在基坑开挖中，都采取了降水措施并获得了成功。但是有些工程在没有充分论证的条件下，更没有进行抽水试验对地面沉降观测影响的分析，就贸然采取了降水方案，给工程造成了重大经济损失。例如，济南市的“不夜城”、“经纬大厦”、“财税大厦”等，在基坑开挖中，因降水都给

周围的建筑物造成不同程度的破坏。不仅给该工程造成严重的经济损失、延误了工期，还给周围环境造成不良影响。但是也有的工程与上述工程类似的条件下，由于建设与施工单位对建筑物所在地的地质条件及周围环境等进行了认真的分析后采取了基坑周边局部或全部高喷灌浆防渗措施，取得较好的效果，例如，济南市大观园商厦、青岛市的江南大厦等。

另外，由于地下水管道漏水如果处理不当或不及时，也往往造成基坑倒塌事故；济南市的经纬大厦、经四路商业街西客厅、山东省邮电物资大厦等，都因地下管道漏水，造成基坑局部倒塌。在基坑开挖过程中，如果发现下水管道有漏水现象，要及时采取措施进行处理。一般采取如下措施：一是使下水管线改道；二是对漏水管道进行修补、防渗，三是将漏水及时导出。总之，在深基坑开挖过程中，如果对地下水处理不当，往往是造成基坑倒塌事故的重要原因，所以，对于水的处理一定要认真对待。

对水的作用不容忽视，不少支护事故产生的原因是水的影响造成塌方。对水的理解要明确，它不仅指地下水也包括土层中滞水、地下管道渗漏水、地面无组织排水以及施工期间的雨水等。特别是地下管道漏与不漏，事先也难以估计。基坑支护如果考虑水压力，它比土体自身产生的侧压力要大得多，如果按不利因素考虑，势必造成浪费，但若不考虑又可能出现问题。为此，在支护施工前必须采取有效措施，先降低地下水水位，对地下管线渗漏的调查也必须深入细致，并采取必要的措施，要保证适当的安全度。

(6) 确保基坑支护工程的施工质量。深基坑支护属于地下工程，具有不可视性，其出现工程质量事故的概率也比较大，一旦出现质量问题，如基坑塌方，事后纠正和补救比较困难。为此，必须严格把好施工质量关，水下浇灌支护桩时水泥浆不能流失；桩体、墙体的混凝土强度一定要达到设计要求，不能有蜂窝、露筋现象；止水桩搭接若出现缝隙，将起不到止水作用，不能随意改变设计意图，取消锚杆，将锚固结构变成悬臂结构等。总之，要提高质量意识，切实加强施工管理，落实技术质量责任制，首先要解决好现场施工管理与现场操作层“两张皮”的问题，确保支护结构安全，完善工程质量检验、试验有见证取样、送样制度，不断提高专业技术和操作人员的基础素质，强化工程建设监理管理，确保支护工程的施工质量。

在众多的基坑事故调查中可以看出，尽管有些工程采用的支护方案合理，支护设计比较先进，但是由于施工不当，也往往造成基坑倒塌事故，主要表现在以下几个方面：

① 施工质量达不到设计要求。例如，支护桩对称布筋时，钢筋笼的放置方向有误。混凝土灌注方法不当，支护桩出现缩颈、露筋现象。又如锚杆(或土钉)长度达不到设计长度，倾角与原设计有出入，灌浆质量差等，都是使支护结构达不到原有设计能力的主要因素。

② 支护不及时，挖土与支护严重脱节。例如，有的工程打锚杆或土钉时，钻孔后灌浆不及时，使坑壁土体内部应力松弛，再就是挖土与支护严重脱节，一次挖土太深，例如，济南经纬大厦和山东省邮电通讯物资大厦，基坑开挖都是采用土钉支护，但是挖土单位一次挖土深度达 6 m 之多，由于严重超挖，致使支护跟不上，造成基坑局部倒塌。所以挖土一定要和支护配合好，挖土要按支护要求去开挖，挖一层支护一层，这样才能保证基坑的开挖安全，否则就会出现欲速则不达。

③ 施工工艺不当。实践证明，基坑支护工程由于施工工艺不当也往往会造成基坑倒

塌事故。例如，在基坑周边防渗条件下，在地下水以下打锚杆或土钉时，由于施工工艺不当使水砂从钻孔中大量流出而导致基坑周围地面下沉及建筑物裂缝现象。如济南市××××商厦基坑开挖深 17.8 m，在打第三层锚杆时，每孔流出水砂 2 m^3 之多，导致附近的大观园商厦副楼严重裂缝。所以，在地下水位以下砂层钻孔时，一定要采取跟管钻进，防止水砂流出，或者采取锚管做锚杆，以防水砂从钻孔流出，导致周边地面下沉及建筑物裂缝。

(7) 基坑稳定性。为了保证基坑在开挖过程中的稳定性，挡土墙体必须伸入坑底下一定的深度，简称为入土深度。入土深度的大小，影响着基坑稳定性和工程的造价。国内外学者对该重大课题进行了许多研究，其成果可归纳为两个方面：挡土墙的整体稳定性和基坑底面的稳定性。就是说，应该从墙的整体滑动和地基承载力(包括隆起，管涌，抗渗等)来验算，或者说，应该分别从结构本身及土性两方面来验算深基坑工程的稳定安全。目前，上海的工程实践表明：当墙插入基坑底面的深度与基坑深度之比为 0.9～1.1 时，可满足基坑稳定性的要求。应该注意，还应根据土质条件和周围环境的要求不同而定。此外，对于不同的挡土结构，其刚度不同及变形的差异，也应有所区别。通常，深基坑工程的稳定性按下列两个方面进行验算：

① 墙的整体稳定性——采用圆弧滑动法。

② 基坑底面的稳定性——包括隆起、管涌、抗渗和浮起的稳定，采用惯用的验算方法。

必须指出，目前，对挡土墙稳定性研究仍局限于平面问题，尚未考虑地基土的各向异性的抗剪强度影响和坑内先行施工的工程桩的抗力，以及不考虑多支撑体系与挡土墙的整体性的空间抗力。因此，应该认为目前的验算方法是比较保守的。

经过上海软土地区多年来的深基坑的工程实践，尤其是失败教训的检验，可以认为，如果多支撑体系与挡土墙整体性能够保证的话，不必要检验挡土墙的整体稳定性，只需对坑底的地基稳定性进行验算，就有可能减少墙的入土深度。例如，海口土质情况比上海好些，港澳发展大厦和中青大厦的基坑深度分别为 15.3 m 和 15.7 m，均为地下连续墙挡土结构，但插入比仅为 0.2。在日本，多支撑体系的深基坑，仅仅采用简单的力矩平衡法计算入土深度和规定入土深度不少于 3 m，而不用圆弧滑动法验算墙的整体稳定性，值得借鉴。如果基坑的地基稳定性不能满足要求，可采用适当措施，例如，坑底加固等，比之加长入土深度经济。当然，勿忘前述的事故教训。

(8) 监控量测信息化施工。检测是深基坑支护中不可缺少的组成部分。通过现场施工中对基坑边坡的监测，及时掌握边坡的稳定状态、安全和支护效果，为设计和施工提供了现场信息。

深基坑支护工程是土体与围护结构体系相互共同作用的一个动态化体系，有复杂的多变因素，工程上单靠理论计算，往往难以对支护体系的多变因素作出足够的准确预测。在施工过程中也常常会出现一些难以预料的变化。为此，对深基坑的监控量测土体压力、边坡位移、沉降、锚杆应变以及邻近建筑物沉降和倾斜等，以便及时掌握土体的变形特性，随时加固防范，预防事故发生。

(9) 支撑系统应注意的问题。近年来，随着计算技术和计算机的发展，新的支撑体系不断出现，除了惯用的井字形加角撑的形式之外，已有各种各样的支撑形式。

选择支撑形式的原则是：充分发挥圆形、椭圆形、抛物线形、拱形和杆件的力学性能。

根据建筑物的要求(这点很重要,而目前建筑物总的设计往往不大考虑基坑围护工程)和基坑的具体情形(包括基坑面积、深度、施工顺序)选用一种或组合形式,而后者是合适的方案。下面介绍几种支撑形式的例子。

① 钢筋混凝土圆环梁封闭式框架支撑结构。天津的《今晚报》工程,其圆环梁的直径 $D = 66$ m,圆内无支撑,圆外与钢管连接,是在国内首创。在上海的华侨大厦也采用类似圆环梁封闭式框架支撑结构,其内半径为 24.17 m,以后这种结构将会较普遍采用,现在上海的最大圆环直径当推万都大厦的基坑,$D = 92$ m,越来越发挥圆形结构的优越性。

② 上海斯米克大厦采用两个多边形近于圆形的杆件结构,再加角撑和对撑形成的结构体系。

③ 上海银都商场结合基坑外形呈不规则的电吹风状,采用圆形加两个长方形的结构体系。

④ 上海中良大厦结合基坑外形呈带弧形的六边形,采用两钢筋混凝土桁架圆拱结构和两个钢筋混凝土桁架对撑组成的结构体系。

⑤ 上海金茂大厦沿基坑周围采用桁架,内用角撑,对撑桁架形成两个八边形和一个六边形的大空间,这类形式的桁架,多种形状的灵活组合,构成解决深宽基坑风行的结构体系。

总之,应用结构力学原理巧妙地解决基坑支撑结构体系。

因为影响支撑轴力变化的因素很多,有侧向荷载(包括水土压力、地面超载),竖向荷载的偏心,混凝土的收缩与徐变、温度、立柱的隆起或沉降以及施工方法等,此外,还有混凝土支撑的爆破和有时邻近工地的打桩影响,总之,基坑支撑结构体系是一个相当复杂的研究课题。下面仅就混凝土的收缩、温度、立柱的隆起或沉降进行阐述:

混凝土的收缩在混凝土浇注后,由于混凝土本身的性质,混凝土发生一定的收缩变形,在支撑中产生一定的附加应力。在计算和测试支撑轴力时,必须扣除这一部分轴力的影响。

温度的变化影响:实测表明由于温度变化,支撑往往产生很大的附加轴力(温度应力),对钢筋混凝土支撑,温度的影响约为 15%,有的在一日之间测得的轴力竟相差达 1 000 kN(100 t)以上。证券大厦的土方开挖阶段正是 7—9 月的伏夏,在长达 60 多 m 的支撑,有时出现上拱现象,最大约为 10 mm,遇到雨天,支撑内力又普遍下降。

立柱的隆起或沉降支撑体系的轴力一般按平面问题计算,而支撑在水平面由立柱来支撑,因此,如果立柱隆起或沉降,自然地影响着支撑轴力的改变,例如,沉降 2～3 cm,会使轴力增加约 1 倍。又如某工地的中间两根相距约 10 m 的立柱,由于施工的原因,使得二者差异沉降达 5 cm,测得的轴力要比设计的大,接近 2 倍。

正因为上述许多因素的影响,实测的轴力数据往往与计算相差很大,有的实测值比计算值大 20%到 1 倍,有的实测值仅为计算值的 60%～70%。缺乏测试资料时,对钢筋混凝土支撑设计时要有大于 2 的安全系数。

现在,现场一般用以量测钢筋混凝土支撑轴力的主要元件为钢弦式应力计。对收缩应力研究较少,而温度修正是根据室内在自由状态下量测的数据来进行的,但在现场,有所不同,为了测得温度对应力计算的影响,必须具备两个条件:一是维持恒荷载条件连续测量;二是能保持较明显的温差。

另外，在上海地区东部和三角地工程的实际监测，得出混凝土收缩引起的支撑轴力相当于实测钢筋混凝土支撑轴力的 1/3，温度引起的最大轴力约为支撑轴力的 20%。经过收缩应力和温度应力的修正，所得的轴力平均值与设计值相近，期望这些宝贵的数据有助于从事量测技术的人员借鉴。

(10) 运行期间管理不当。有些基坑支护设计与施工都没有问题，但在运行管理期间，施工单位在基坑周边附近堆放重物超载，或者跑重车超出了原来的设计要求，也是造成基坑倒塌事故的一个重要原因。如济南市的省邮电通讯器材物资大厦及青岛市的江南大厦等，都是在基坑周边堆放大量的钢筋，超出原来设计附加荷载的数十倍重，并且拉钢筋的重车往返行驶，所以造成了基坑的局部倒塌事故。

3.2 深基坑支护事故原因的统计分析

根据发生的深基坑支护事故，并对产生的事故原因进行分类，共分成六类(详见表 3-3)，从表 3-3 中可见，造成基坑支护事故的原因有下列几类：

第一类，基坑工程勘察问题造成的事故。主要指工程勘察提供的勘察成果和土的物理力学指标及土的分层、土的名称等不正确。土的勘察报告是提供给基坑设计的重要依据，但往往勘察提供的勘察资料不全、不准、不详细，土工试验资料的试验方法与现场实际情况出入很大，进而造成工程失事，根据本次统计分析共 18 起，占统计总数 522 例的 3.4%(实际上超过此数，根据宏观统计大约在 7%～8%)，这足以说明工程勘察的重要性。

第二类，基坑事故是设计考虑不周所造成。深基坑工程的问题较多，是大家关注的热点，同时，也是提高工程质量，减少事故发生的重点。其技术复杂程度也是建筑工程中的一个难点。但往往搞基坑设计的人员经验不足，同时，因为它涉及到多种学科，如土力学、基础工程、结构力学和原位测试技术，等等，是一门系统工程，所以，特别需要对土质构造、地质成因、地下水的形成等做详细了解和掌握。目前，总的趋向是基坑支护的设计方案与措施大多数是设计偏向保守，但又有一部分基坑事故因设计经验不足、考虑不周所造成的，根据这次统计的 522 例基坑失事工程中，设计原因造成基坑失事就有 213 例，占这次调查的 40.8%，说明设计考虑不周的失事概率相当高。今后要求设计基坑支护方案时，要多作方案对比，择优选用，并对重大基坑支护工程，一定要请有丰富实践经验的专家进行评审，不要等出现事故后再请事后“诸葛亮”。如珠海拱北“祖国广场”的基坑支护方案，事先就没有请专家评审，由于基坑支护设计方案不合理，结果造成基坑大面积塌方，造成经济损失 2 000 多万元，所以，工程界已有越来越多的人认识到深基坑围护工程是一门风险很大的工程，一定要引起有关方面的足够重视。

第三类，基坑失事是施工质量问题所造成的。施工部门由于思想上存在着临时观念，总认为基坑支护是一项临时性的工程，基础施工完工后，即可回填土方，因此，有的单位认为基坑不支护也关系不大。如深圳某工程地下室 2 层深 9.5 m，施工单位开始未做基坑支护，认为地下室很快可以施工完工，即可回填土方，所以，仅作了简单的放坡处理，坡角约 78°，结果基础施工仅到了 1/3，四周边坡就出现了险情，土坡顶部不同程度开裂，坡上土的裂缝已达 2～3 cm，甚至出现多道裂缝。施工部门看到这种险情抓紧处理边坡，可惜为时已晚，东西两侧边坡土方全部坍塌到基坑内，连现场办公室(一层活动房屋)也掉进坑内，

,给施工增加了困难,同时,再采取措施加以支护难度更大。

根据表 3-3 统计的 522 例中,由于施工问题造成的事故有 207 例,占 39.6%,说明由于施工造成基坑支护的事故发生率也很高。施工造成的支护事故还有施工管理、施工质量马虎大意、施工组织设计不当、基坑上部不应该堆放材料或堆放开挖的土方,而实际上堆了很多,使边坡增加超荷载,有的在基坑上部行走机械挖土机等都可能成为工程险情或事故的直接或间接原因之一。

基坑支护不论其大小,都应该坚持工程的监测手段,用观测仪器加强观测基坑四周土坡的沉降和位移,用信息化手段来指导现场的施工,这点也是减少事故的一条重要措施,施工部门千万不能马虎。

第四类,基坑中地下水或水患造成的事故。工程地质条件是千变万化的,在基坑支护设计方案中,特别要关注土层内地下水的情况,地下水的种类很多,施工、设计、勘察部门一定要摸清水的种类和情况。根据调查,水患是造成许多工程事故的直接或间接的客观原因之一,根据本书统计的 522 例中水患造成的事故有 69 例,占 13.2%,说明造成事故的频率也很高。水患的因素都是客观因素,而客观因素经过设计、勘察,一般说是可以知道的,也是完全可以征服的。有不少成功治理基坑地下水患的情况,特别是在软土地层的基坑,也有更多的工程实例是基坑支护成功的,关键是事前重视,加以处理,问题就不会出现。但应该说明,把水患及不良地质条件等因素分别作为工程事故原因的因素之一加以考虑,有其弊端,也不尽科学、合理,这些因素是客观存在的。在工程事故分析中,怎样考虑与这些因素有关的原因呢?我们认为,从职责上找原因,尚不失为一个可行的办法。例如,水患严重,你事前认识(勘察)到了没有?没有认识到,情况不清楚,勘察方有责任(事故原因或原因之一);认识到了,而方案不力、不妥或计算有误,设计方(有时还有建设方)有责任;方案很好,而施工不当,或质量低劣,则为施工原因(有时还有监理原因,如不严格等)。又如地下管线复杂引发的工程事故,设计前,建设方是否提供了周围地下管线分布图,是否清楚、准确?倘若建设方提不出,或提出的资料不清楚、不准确,则建设方有责任;否则,可类似地追寻设计、施工等方面造成的事故原因。再如不良地质条件下发生的事故,我们不宜简单地把事故原因归究于地质条件"不良"。如果不良地质体的工程特性了解不细致、不深入,有关物理力学性能试验未做,或做得不准确、不严格,或建议设计取值不合理,等等,便是勘察方面的职责原因。

总之,水患造成的原因是多方面的,不能一概而论,但我们在统一分析时为了突出水患的重要性,所以特把它单列出来,以期引起重视。

第五类,基坑管理不善造成的事故。某些工程事故与技术问题无关,而是由于甲方或现场管理混乱;有的由于投资方片面压价,或层层分包或不适当地参与选择或强行拍板某种支护或降水方案,有的因无力支付工程款,长时间使基坑挖土后暴露在日晒雨淋之中,以致贻误了支护时机,工程质量得不到保证等而引起的。如深圳某工程边坡支护,工程量是长 600 多 m,坡高 20 多 m,由于甲方片面压价,方案从钢筋混凝土支护降到毛石支护,工程完工后不到半年就出现土方、石方坍塌,造成经济损失约 300 多万元。然后就经济赔偿问题开始打起官司,施工单位理由是设计方案不合理;设计方意见是甲方压价太低,施工质量没有保证,甲方认为设计方案不合理,施工质量也有问题,三方扯皮没有结局。如此多的例子举不胜举,所以在工程事故分析原因的因素中专列一项,希望有关方一定要引

起足够重视。

第六类，基坑其他综合原因造成的事故。其他综合原因造成的支护事故内容很多，极大部分是因土质情况复杂、地下水的季节变化、支护结构的锚杆失效、北方地区土的冻胀等多种原因与上述五类之外的因素所造成的基坑事故。

现根据表 3-3 统计总数 522 例进行分析，见图 3-3。

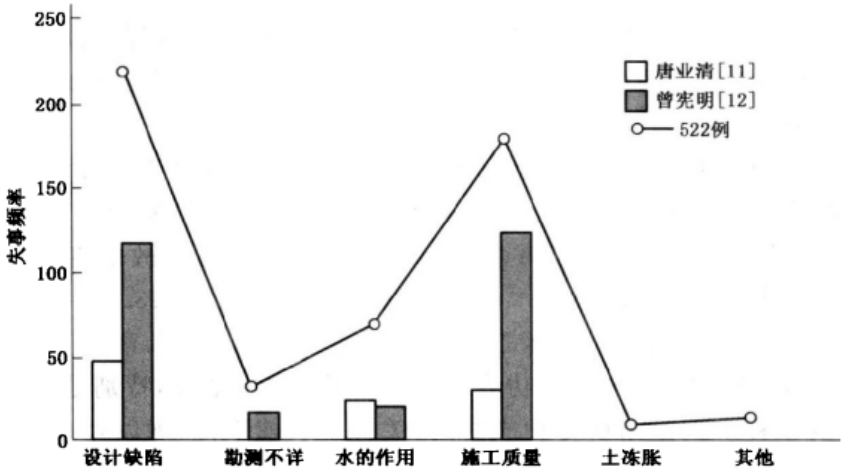


图 3-3　基坑支护失事原因的分布线

从图 3-3 分析中可知，失事原因频率最高的是设计缺陷和施工质量，其次是水患的影响与勘测不详。因此，今后必须加强这几方面的工作，保证基坑支护事故率大大降低。根据有关方面的统计，上海地区每年大小基坑支护事故就有 100 多起，本次统计仅局限于几本资料和书本中参考文献[11]、[12]中叙述的一些事故，有少部分是笔者直接参与调查和分析的。实际发生事故全国远不止 522 例，所以，要引起工程界的足够重视。

新的《建筑地基基础设计》(GB 5007—2010)中，已明确提出深基坑采用逆作法，至今全国已应用逆作法施工的工程实例有 300 多例。说明采用逆作法施工，由于支护结构的改变，可以大大减少基坑支护事故，而且施工速度快，环境污染少，质量好。目前各大城市的地铁站台，绝大部分是采用逆作法施工的；国外地下支护工程应用逆作法施工的更多，这是我国基坑支护的发展方向，建议有关方面推广和重视这方面的工作。

逆作法支护基坑其方法较多，有全逆作法、半逆作法、局部逆作法、分层逆作法、盖挖逆作法，等等，特别在上海软土地区，基坑支护费工、费材料，又是风险性大，采用逆作法施工基坑情况就可大大改善，希望能采纳本书的一点建议。

总之，基坑支护发生的频率很高，从领导管理部门，直至施工部门、投资方、承包方都应该有信心去改变过去这种落后、费工、冒险的支护施工方法，相信不久的将来一定有更多、更好的支护方案问世。

4 深基坑支护设计与计算

本章适用于岩、土质场地建、构筑物的基坑开挖与支护。包括：放坡开挖（见第 5 章）；桩式、墙式支护，重力式水泥土墙支护，土钉支护，岩层或土层锚杆，以及采用逆作法施工（见第 6 章）的基坑工程。

深基坑支护的方法很多，其支护方法的原理和作用，以及适用范围可参见表 4-1。

表 4-1　　深基坑支护方法一览表

序号	支护方法	原理和作用	适用范围
1	钢板桩支护	这种支护方法施工简单、投资经济。它由钢板桩、锚拉杆（或内支撑、锚碇结构、腰梁等）组成。由于钢板桩本身柔性较大，如支撑或锚拉系统设置不当，其变形会很大	基坑深度达 5 m 以上的软土地层，基坑不宜采用钢板桩支护，除非设置多层支撑或锚拉杆
2	地下连续墙支护	用特制的挖槽机械，在泥浆护壁的情况下开挖一定深度的沟槽，然后吊放钢筋笼，浇筑混凝土。地下连续墙的形状多种多样，一般集挡土、承重、截水和防渗于一体，兼作地下室外墙。其不足之处是要用专用设备施工，单体施工造价高	对各种地质条件及复杂的施工环境适应能力较强。施工不必放坡，不用支模，国内地下连续墙的深度已达 36 m，壁厚 1 m
3	排桩支护	指队列式间隔布置钢筋混凝土挖孔、钻（冲）孔灌注桩，作为主要的挡土结构，其结构形式可分为悬臂支护或单锚杆、多锚杆结构，布桩形式可分为单排或双排布置	悬臂式支护适用于开挖深度不超过 10 m 的黏土层，不超过 8 m 的砂性土层，以及不超过 5 m 的淤泥质土层
4	深层搅拌支护	利用水泥作为固化剂，采用机械搅拌，将固化剂和软土强制拌和，使固化剂和软土之间产生一系列物理化学反应而逐步硬化，形成具有整体性、水稳定性和一定强度的水泥土桩墙，作为支护结构	适用于淤泥、淤泥质土、黏土、粉质黏土、粉土、素填土等土层，基坑开挖深度不宜大于 6 m。对有机质土、泥炭质土，宜通过试验确定
5	土钉墙支护	土钉是用来加固现场原位土体的细长杆件。通常采用钻孔，放入变形钢筋并沿孔全长注浆的方法做成。它依靠与土体之间的黏结力或摩擦力，在土体发生变形时被动承受拉力作用。它由密集的土钉群、被加固的土体、喷射混凝土面层形成支护体系。由于随挖随支，能有效地保持土体强度，减少土体的扰动	适用地下水位以上或经人工降水后的人工填土、黏性土和弱胶结砂土，开挖深度为 5～10 m 的基坑支护。土钉墙不适用于含水丰富的粉细砂层、砂砾卵石层、饱和软弱土层。不适用于对变形有严格要求的基坑支护
6	锚杆或喷锚支护	锚杆与土钉墙支护相似，将锚杆锚入稳定土体中，外端与支护结构连接用以维护基坑稳定的受拉杆件，并施加预应力。支护体喷射混凝土称喷锚支护	锚杆可与排桩、地下连续墙、土钉墙或其他支护结构联合使用 不宜用于有机质土。液限大于 50%的黏土层及相对密度小于 0.3 的砂土
7	复合土钉支护	复合土钉支护是近年来在土钉墙基础上发展起来的新型支护结构，它是将土钉墙与深层搅拌桩、旋喷桩、各种微型桩、钢管土钉及预应力锚杆等结合起来，根据具体工程条件多种组合，形成复合基坑支护的一种技术，它弥补了一般土钉墙的许多缺陷和使用限制，极大地扩展了土钉墙技术的应用范围。复合土钉墙技术具有安全可靠、造价低、工期短、使用范围广等特点	复合土钉组合目前有以下四种： ① 土钉墙＋止水帷幕＋预应力锚杆 ② 土钉墙＋预应力锚杆 ③ 土钉墙＋微型桩＋预应力锚杆 ④ 土钉墙＋止水帷幕＋微型桩＋预应力锚杆等 四种最常用的复合土钉墙形式，目前应用支护的基坑深度已达到 21 m

续表

序号	支护方法	原理和作用	适用范围
8	预应力锚杆柔性支护	预应力锚杆柔性支护法是用于基坑开挖和边坡稳定的一种新的支挡技术，是由预应力锚杆与喷射混凝土面层或钢板面层结合而成的一种支护方法。由于强大预应力的作用，改变了基坑的受力状态，减小了基坑坑壁位移，因此预应力锚杆柔性支护法，特别适用于位移控制要求严格的基坑及超深基坑的支护	适用范围如下： ① 当位移控制严格的基坑。由众多预应力锚杆形成的系统锚杆，其强大的预应力可以有效地控制坑壁位移。 ② 深度大的基坑。目前土钉支护基坑最大深度是 21 m，但支护深度再增加，则容易导致变形过大，会造成严重的环境安全问题。而采用预应力锚杆柔性支护法则既可解决超深基坑的支护问题，同时又能做到造价相对低廉、施工方便、工期短。目前国内采用预应力锚杆柔性支护法的最深基坑深度达 25.6 m，四周紧靠建筑物和交通干道，而变形控制良好，建筑物未出现任何不良问题。 ③ 对钻孔费用较高地层，如风化岩、碎石等，土钉支护在工程造价上未必是经济的，因为钻孔费用的增加提高了土钉支护的单位造价。而上述岩土层的抗剪强度高，恰恰适合于抗拔力高的预应力锚杆，因此这对锚杆密度相对稀疏的预应力锚杆柔性支护法，往往是经济的
9	拱圈支护结构	拱圈分闭合拱和非闭合拱，拱圈形式包括圆拱、椭圆拱和二次曲线拱。这种拱圈挡土能承受水平方向的土压力，因拱的内力以受压力为主，弯矩很小，能充分发挥混凝土抗压强度高的特性，施工方便，节省工期	施工场地要适合拱圈布置，构造应符合圆环受力的特点，拱脚的稳定性应予足够重视，并有可靠的保证措施
10	逆作法	按施工不同程序可分全逆作法，半逆作法或部分逆作法，它以地下各层的梁板作支撑，自上而下施工，使挡土结构变形较小。节省临时支护结构	适用于较深基坑，对周边变形有严格要求的基坑。要预先做好施工组织方案，及各结构节点的处理

在表 4-1 中列出了深基坑支护方法一览表，最常用的方法是排桩支护、地下连续墙支护、土钉墙支护、锚杆或喷锚支护，在四周恶劣环境中施工，目前主要采用逆作法施工。支护结构主要是通过设计与计算确定支护结构构件的内力和变形，用于验算截面承载力和基坑位移。计算模型的假设条件必须符合支护结构的具体情况，所采用的有关参数应根据工程的具体条件和地区的工作经验确定。由于支护结构受力的内力计算和变形计算是随着施工的进展而不断变化，因此，设计计算必须按不同施工阶段的特征分别进行验算，同时，应考虑某一种施工工况对后面其他各种施工工况和变形的影响。

4.1 基坑设计等级划分

基坑支护应确保岩土开挖、地下结构施工的安全，并使周围环境不受损害。

基坑工程设计需综合考虑工程地质与水文地质条件、开挖深度、周边环境保护要求、地下结构条件及施工条件等影响因素，基坑工程设计应包括下列内容：

（1）支护方案的技术经济比较与体系选型。

（2）支护结构的强度、稳定和变形计算。

（3）基坑内外土体的稳定性验算。

(4) 基坑降水及止水帷幕或围护墙的抗渗设计。

(5) 基坑开挖与地下水变化引起的基坑内外土体的变形控制及其对基础桩、邻近建筑物和周边环境的影响。

(6) 基坑土方开挖施工方案设计。

(7) 基坑工程信息化施工监测要求。

当支护结构同时作为永久结构使用时,其安全等级、结构使用年限、结构构件的重要性系数等应按建筑物的结构安全等级相应确定。临时性支护结构,其结构构件的重要性系数取 1.0。

根据场地地质条件的复杂程度、基坑开挖深度及基坑周边的环境条件,将基坑工程分为三个设计等级,按表 4-2 的规定确定。

表 4-2　　基坑工程的设计等级

设计等级	基坑工程规模、地质条件及环境条件
甲　级	软土地区开挖深度大于 12 m 的基坑工程; 开挖深度内存在地下水,且挖深大于 15 m 的基坑工程; 开挖深度内无地下水,且挖深大于 18 m 的基坑工程; 位于复杂地质条件下的基坑工程; 支护结构与主体结构相结合的基坑工程; 基坑周边环境条件复杂、环境保护要求高的基坑工程
乙　级	除甲级、丙级以外的基坑工程
丙　级	环境保护要求不高且基坑开挖深度小于 5.0 m 的基坑工程

基坑支护结构应按设计等级满足以下规定:

(1) 所有支护结构设计均应满足强度和变形以及土体稳定性验算的要求。

(2) 设计等级为甲级、乙级的基坑工程,应进行因土方开挖、降水引起的基坑四周变形的计算;设计等级为丙级的基坑工程可进行变形估算。

(3) 高地下水位地区设计等级为甲级的基坑工程,应按规范的有关规定进行地下水控制的专项设计。

因支护结构变形、岩土开挖及地下水条件变化引起的基坑内外土体变形应按以下条件控制:

(1) 不得影响地下结构尺寸、形状和正常施工。

(2) 不得影响既有桩基的正常使用。

(3) 对周围已有建、构筑物引起的沉降不得超过规范有关章节规定的要求。

(4) 不得影响周边地下建、构筑物、地下轨道交通设施及管线的正常使用。

变形控制设计应根据基坑周边环境的复杂程度及环境保护要求进行,并应采取相应的保护措施。

(1) 根据基坑周边的环境保护要求,提出基坑的各项变形设计控制指标。

(2) 采用相关方法预估基坑开挖对周边环境的附加变形值,其总变形值应小于其允许变形值。

(3) 应从支护结构施工、降水及开挖三个方面分别采取相关措施保护周围环境,必要时可对被保护的建、构筑物及管线采取超前加固、结构托换、暴露或架空管线等防范措施。

基坑工程设计应具备以下资料：

(1) 岩土工程勘察报告。

(2) 建筑物总平面图、用地红线图。

(3) 建筑物地下结构设计资料，以及桩基或地基处理设计资料。

(4) 基坑环境调查报告，包括基坑周边建、构筑物、地下管线、地下设施及地下交通工程等的相关资料。

基坑土方开挖方案设计应明确提出开挖施工要求，严禁超挖。基坑周边堆载不得超过设计规定。对于随挖随支的支护结构施工与土方开挖期间不得堆载。土方开挖完成后应立即施工垫层，对基坑进行封闭，防止水浸和暴露，并应及时进行地下结构施工。

基坑工程设计采用的土的强度指标，应符合以下规定：

(1) 对淤泥及淤泥质土，应采用三轴不固结不排水剪强度指标。

(2) 对正常固结的饱和黏性土应采用在土的有效自重应力下预固结的三轴不固结不排水剪强度指标；当施工挖土速度较慢，排水条件好，土体有条件固结时，可采用三轴固结不排水剪强度指标。

(3) 对砂类土，采用有效强度指标。

(4) 灵敏度较高的淤泥及淤泥质土，基坑临近有交通频繁的主干道或其他对土的扰动源时，计算采用的土强度指标宜进行折减。

(5) 应考虑打桩、地基处理引起的挤土效应、孔隙水压等施工扰动原因造成对土强度指标降低的不利影响。

4.2 基坑工程的勘察与环境调查

岩土工程勘察范围与深度应满足基坑支护、地下水控制设计、止水帷幕设计要求。勘察范围宜在开挖边界外开挖深度的 1～2 倍范围内，当基坑开挖边界外无法布置勘察点时，应通过调查取得相关资料。

应查明开挖范围内和邻近场地地下水的类型、埋藏条件、补给条件及径流条件，给出各含水层的渗透系数，分析流砂、管涌产生的可能性，提出施工降水或隔水措施，以及评估施工过程中水位变化对地面沉降和对临近建、构筑物与管线的影响。

当场地水文地质条件复杂，在基坑开挖过程中需要对控制地下水进行专项设计时，应通过现场抽水试验，专门进行水文地质勘察。

严寒地区的越冬基坑工程，还应评价各土层的冻胀特性，并对受开挖、震动影响以及失水、浸水作用引起的土的参数变化进行评估。

岩体基坑工程勘察除查明基坑周围的岩层分布、风化程度、岩石破碎情况和各岩层物理力学性质外，还应查明岩体主要结构面的类型、产状、延展情况、闭合程度、填充情况、力学性质等，特别是外倾结构面的抗剪强度以及地下水情况，并评估岩体滑动、岩块崩塌的可能性。

需对基坑工程周边进行环境调查时，调查的范围和内容应满足以下规定：

(1) 一般应调查基坑周边 2 倍开挖深度范围内建、构筑物及设施的状况，当附近有轨道交通设施、隧道、防汛墙等重要建、构筑物及设施时，或降水深度较大时应扩大调查

范围。

(2) 环境调查包括以下内容：

① 建、构筑物的结构形式、材料强度、基础形式与埋深、沉降与倾斜及保护要求等；

② 地下交通工程、管线设施等的平面位置、埋深、结构形式、材料强度、断面尺寸、运营情况及保护要求等。

4.3 土压力与水压力

支护结构的荷载效应包括下列各项：

(1) 土压力。

(2) 静水压力、渗流压力、承压水压力。

(3) 基坑开挖影响范围以内建、构筑物荷载、地面超载、施工荷载及邻近场地施工的影响。

(4) 温度变化及冻胀对支护结构产生的影响。

(5) 临水支护结构尚应考虑波浪作用和水流退落时的渗流力。

(6) 作为永久结构使用时尚应按有关规定考虑相关荷载作用。

(7) 基坑周边主干道交通运输产生的影响。

计算土压力标准值时，土的重度取平均值，土的强度指标取标准值。

土的压力计算应符合下列规定：

(1) 按承载能力极限状态设计时，主动土压力、被动土压力可采用库仑或朗肯土压力理论计算。

(2) 对支护结构水平位移有严格限制时，应按正常使用极限状态，采用静止土压力或按土体与支护结构相互作用原理设计，也可按地区经验确定。

作用于支护结构的土压力和水压力，对砂性土宜按水土分算；对黏性土宜按水土合算；也可按地区经验确定。

基坑工程采用止水帷幕并插入坑底下部相对不透水层时，基坑内外的水压力，可近似按静水压力计算。

当支护结构的位移不满足库仑或朗肯主、被动极限平衡状态条件时，作用在支护结构上的计算土压力和水压力，对砂性土宜按水土分算的原则计算，对黏性土宜按水土合算的原则计算。

主动土压力、被动土压力可采用库仑或朗肯土压力理论计算，当对支护结构水平位移有严格限制时，应采用静止土压力计算。

当按变形控制原则设计支护结构时，作用在支护结构的计算土压力可按支护结构与土体的相互作用原理确定，也可按地区可靠经验确定。

当地下水有渗流作用时，地下水的作用应通过渗流计算确定。

处于地下水位以下的水压力和土压力，按有效应力原理分析时，水压力与土压力是分开计算的。这种方法概念比较明确。但是在实际使用中，有时还存在一些困难，特别是黏性土在实际工程中孔隙水压力往往难以确定。因此，在许多情况下，往往采用总应力法计算土压力，即将水压力和土压力混合计算，各地对此都积累了一定的工程实践经验。然

而，在这种方法中亦存在一些问题，如低估了水压力的作用，对这些复杂性必须有足够的认识。

通常，由于黏性土渗透性弱，地下水对土颗粒不易形成浮力，故宜采用饱和重度，用总应力强度指标水土合算，其计算结果中已包括了水压力的作用。但当支护结构与周围土层之间能形成水头时，仍应单独考虑水压力的作用。对地下水位以下的粉土、砂土、碎石土，由于其渗透性强，地下水对土颗粒可形成浮力，故宜采用水土分算。水压力可按静水压力计。

自然状态下的土体内水平向有效应力，可认为与静止土压力相等。土体侧向变形会改变其水平应力状态。最终的水平应力，随着变形的大小和方向可呈现出两种极限状态（主动极限平衡状态和被动极限平衡状态），支护结构处于主动极限平衡状态时，受主动土压力作用，是侧向土压力的最小值，通常，只需要较小的移动率 y/H（水平位移/墙体高度）即可达到，如表 4-3 所示。

表 4-3　　墙体移动或转动达到极限平衡状态时 y/H 值

土质类型和条件	移动率 y/H	
	主　动	被　动
密实无黏性土	0.001	0.02
松散无黏性土	0.004	0.06
密实黏性土	0.010	0.02
松散黏性土	0.020	0.04

注：y—水平位移；H—墙体高度。

库仑土压力理论和朗肯土压力理论是工程中常用的两种经典土压力理论，无论用库仑理论或朗肯理论计算土压力，由于其理论的假设与实际工作情况有一定的出入，只能看作是近似的方法，与实测数据有一定差异。一些试验结果证明，库仑土压力理论在计算主动土压力时，与实际较为接近。在计算被动土压力时，其计算结果与实际相比，往往偏大。

静止土压力系数 K_0 值随土体密实度、固结程度的增加而增加，当土层处于超压密状态时，K_0 值的增大尤为显著。静止土压力系数 K_0 宜通过试验测定。当无试验条件时，对正常固结土也可按表 4-4 估算。

表 4-4　　静止土压力系数 K_0

土类	坚硬土	硬—可塑黏性土粉质黏土、砂土	软—可塑黏性土	软塑黏性土	流塑黏性土
K_0	0.2～0.4	0.4～0.5	0.5～0.6	0.6～0.75	0.75～0.8

对于不容许位移的支护结构，在设计中要按静止土压力作为侧向土压力。作用在支护结构上的土压力及其分布规律取决于支护体的刚度及横向位移条件。

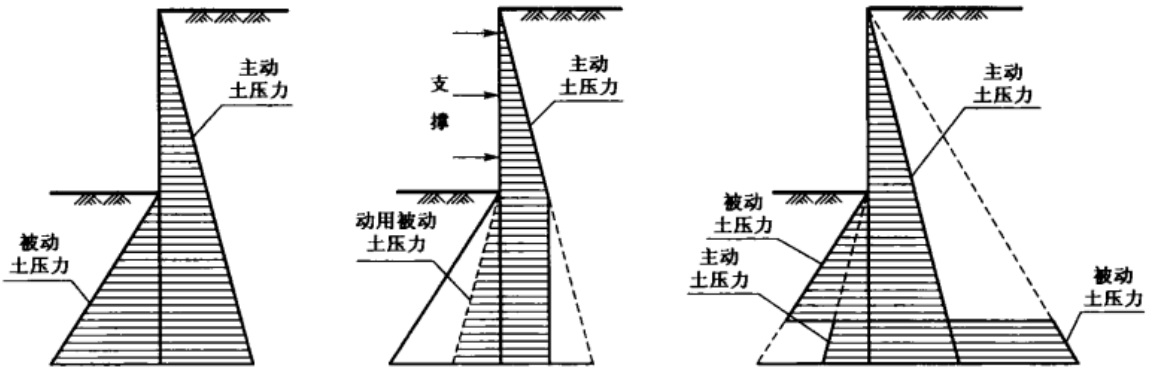
刚性支护结构的土压力分布可由经典的库仑和朗肯土压理论计算得到，实测结果表明，只要支护结构的顶部的位移不小于其底部的位移，土压力沿垂直方向分布可按三角形计算。但是，如果支护结构底部位移大于顶部位移，土压力将沿高度呈曲线分布，此时，土压力的合力较上述典型条件要大 10%～15%，在设计中应予以注意。

柔性支护结构的位移及土压力分布情况比较复杂，主要取决于支护结构体系的刚度，设计时应根据具体情况分析，选择适当的土压力值，有条件时土压力值应采用现场实测、

反演分析等方法总结地区经验，使设计更加符合实际情况。

4.4 设计计算

通过实测（现场与室内）的土压力变化，可以归纳出以下几种适用于不同类型围护结构设计和计算的土压力分布图式，见图 4-1。



（a）重力式、悬臂结构　　（b）板式结构　　（c）板桩墙

图 4-1　几种土压力的分布图

1. A 型土压力分布图式

图 4-1(a)中主动土压力及被动土压力强度均随深度成线性正比增大，土压力可按朗肯土压力理论计算。这种模式适用于水泥土围护结构或悬臂式板式围护结构。墙体的变位为绕墙底端或绕墙底端以下某一点转动，即墙顶端位移大，墙底端位移小。

2. B 型土压力分布图式

图 4-1(b)中主动土压力在基坑开挖面以上随深度的增加成线性增大分布，在开挖面以下为常量分布。墙前被动区未达极限被动土压力，按动用被动土压力计算，这种模式适用于有支撑的入土深度大的板式围护结构。墙身的侧向位移呈顶、底两端小、中部（基坑开挖面附近）大的特征。动用的被动土压力常用侧向弹性地基反力法计算。

A 型土压力分布模式是传统的土压力分布模式。B 型土压力分布模式是实测土压力分布的近似简化模式，它在上海地区基坑工程设计中已得到广泛的应用，并在实际工程中经受了考验，按此模式计算的墙体内力、支撑力和墙体的变形与实测的有很好的吻合。但应注意的是这一土压力分布模式并非土体处于极限破坏状态时的土压力分布。

由实测土压力分布来看，对拉锚式板桩墙实测主动土压力呈 R 形分布。估计与板桩墙在底端以上有一转动点有关（图 4-1(c)），在转动点以下墙背出现被动土压力、在锚着点出现提高的主动土压力。但在上海地区基坑工程中板式围护墙底端的侧向位移均为向坑内的。故 R 形分布模式在规程中未被列入。

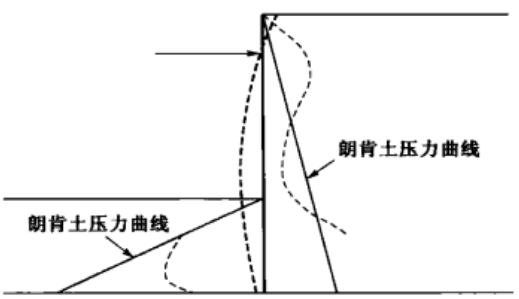
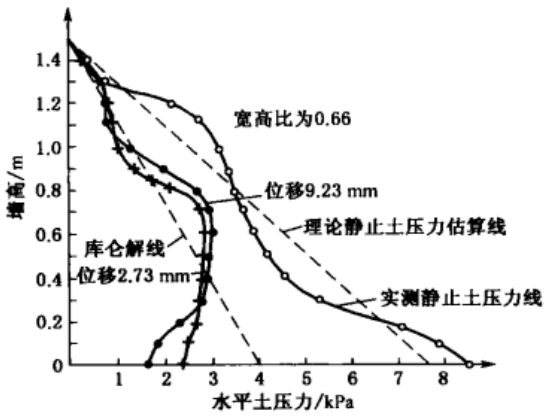


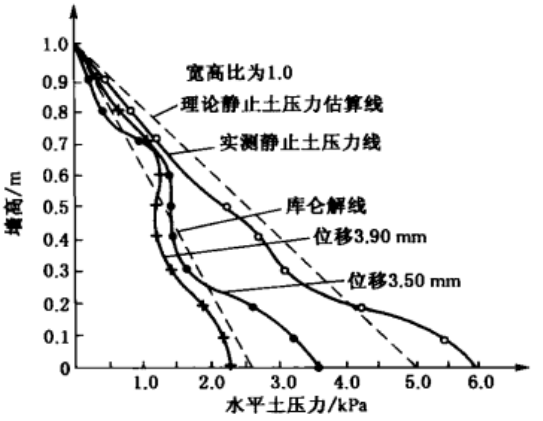
图 4-2　柔性墙的实测土压力分布图

实测土压力分布图见图 4-2。

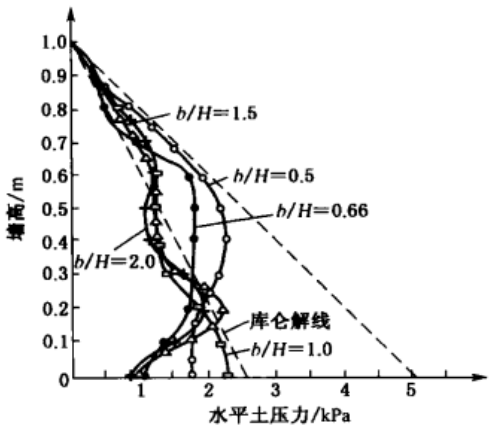
3. 不同宽高比实测土压力分布（见图 4-3）



（a）宽高比为 0.66



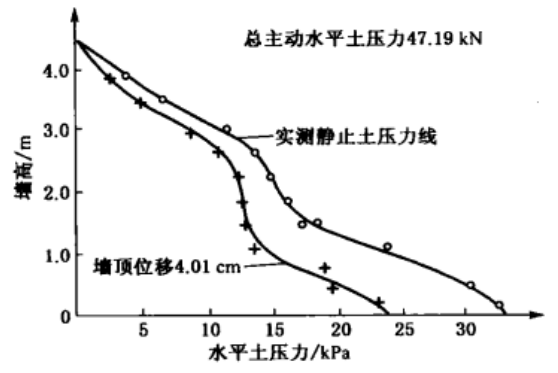
（b）宽高比为 1.0



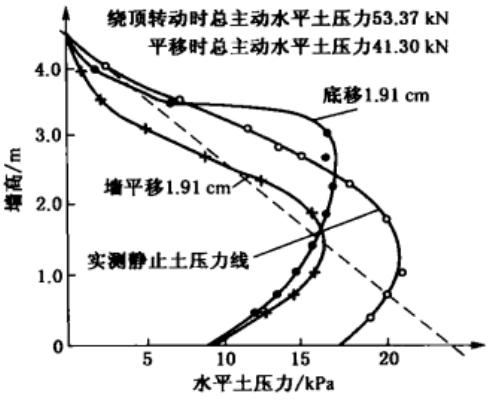
（c）不同宽高比的影响

图 4-3

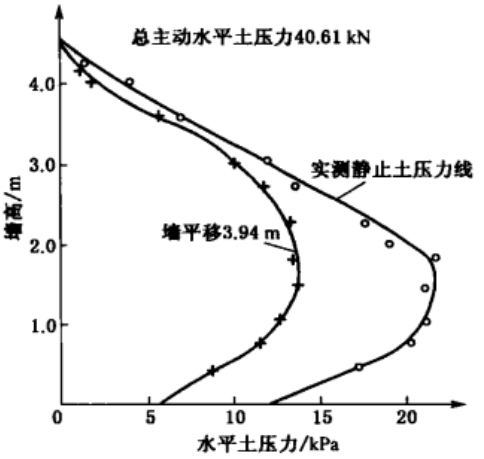
4. 绕挡土墙转动及平移时实测土压力分布（见图 4-4）



（a）绕墙底转动时



（b）绕墙底转动及平移时



(c) 墙平移时

图 4-4

5. 静止土压力计算

静止土压力强度可按式(4-1)计算。

$$p_0 = K_0 \sum \gamma_i h_i \tag{4-1}$$

式中 p_0——计算点处的静止土压力强度标准值,kPa;

γ_i——计算点以上第 i 层土的重度,kN/m³。地下水位以上取天然重度,地下水位以下当水土分算时取有效重度、水土合算时取饱和重度;

h_i——计算点以上第 i 层土的厚度,m;

K_0——计算点处的静止土压力系数。

静止土压力系数可由试验测定或按式(4-2)的经验方法及其他经验值估算

$$K_0 = 1 - \sin\varphi' \tag{4-2}$$

式中,φ'为土的有效内摩擦角标准值,(°)。

6. 主动土压力和被动土压力力计算

按朗肯土压力理论,由式(4-3)计算主动土压力和式(4-4)计算被动土压力。

$$p_a = (\sum \gamma_i h_i + q) K_a - 2c\sqrt{K_a} \tag{4-3}$$

$$p_p = \sum \gamma_i h_i K_p + 2c\sqrt{K_p} \tag{4-4}$$

式中 p_a——计算点处的主动土压力强度标准值,kPa,$p_a \leqslant 0$ 时,取 $p_a = 0$;

p_p——计算点处的被动土压力强度标准值,kPa;

γ_i——计算点以上第 i 层土的重度,kN/m³。地下水位以上取天然重度,地下水位以下当水土分算时取有效重度、水土合算时取饱和重度;

h_i——计算点以上第 i 层土的厚度,m;

q——地面均布荷载,kPa,一般取 15 kPa;

K_a——计算点处的主动土压力系数,$K_a = \tan^2(45° - \varphi/2)$;

K_p——计算点处的被动土压力系数，$K_p = \tan^2(45° + \varphi/2)$；

c，φ——计算点处土的内聚力标准值(kPa)和内摩擦角标准值，(°)。

7. 水压力计算

(1) 计算水压力时，应按有无产生地下水渗流的情况，采用不同的水压力分布模式。

(2) 地下水无渗流时，作用在支护结构上主动土压力侧的净水压力，在基坑内地下水位以上按静止水压力三角形分布计算；在坑内地下水位以下按矩形分布计算，见图4-5。

(3) 地下水有稳定渗流时，对安全等级为一级的基坑，宜用流网法分析，计算作用于支护墙主动土压力侧的静水压力；也可按图 4-6 所示的近似方法，取基坑内地下水位处的静水压力 p_w 为 $2\gamma_w = \dfrac{\Delta h \cdot \Delta h_w}{\Delta h_w + 2\Delta h}$，支护结构底端处为零的直线分布计算作用于支护墙主动土压力侧的水压力。

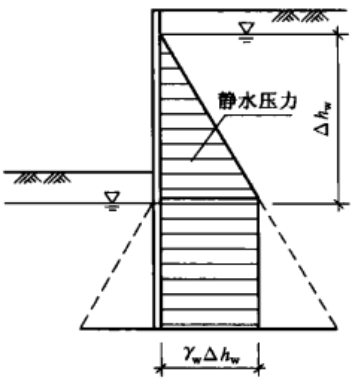


图 4-5　地下水无渗流时的水压力分布

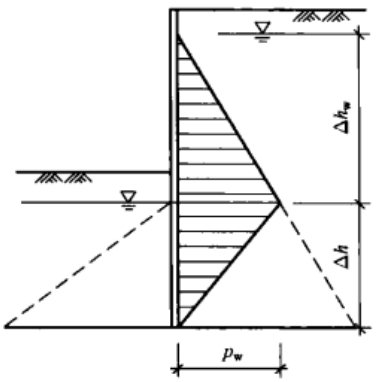
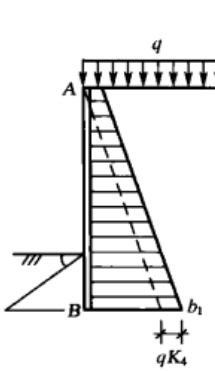


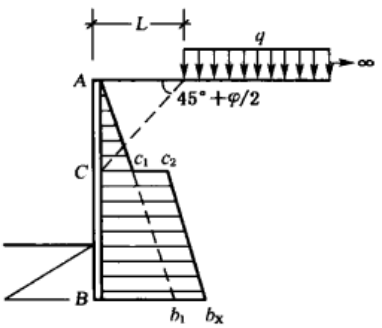
图 4-6　地下水有稳定渗流时的近似水压力分布

8. 地面荷载作用下侧压力的计算

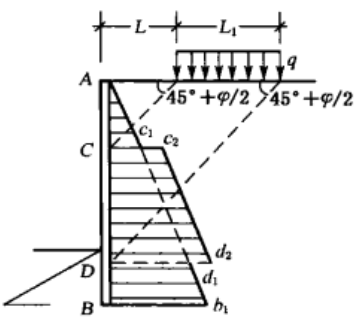
(1) 对均布和局部均布荷载作用在支护结构上的侧压力，可按图 4-7 所示的方法计算。



(a) 基坑顶满布均布荷载



(b) 距基坑顶 L 处作用均布荷载



(c) 距基坑顶 L 处作用宽 L_1 的均布荷载

图 4-7　均布和局部均布荷载作用下的侧向土压力计算图

(2) 相邻建筑基础线均布荷载引起的附加侧向土压力按式(4-5)或式(4-6)计算。

当 $n_1 \leqslant 0.4$ 时

$$\sigma_{HZ} = \frac{Q_L}{H} \frac{0.203 n_2}{(0.16 + n_2^2)^2} \tag{4-5}$$

当 $n_1 > 0.4$ 时

$$\sigma_{HZ} = \frac{4Q_L}{\pi H} \frac{n_1^2 n_2}{(n_1^2 + n_2^2)^2} \tag{4-6}$$

式中 Q_L——相邻基础底面处的线均布荷载，kN/m；

n_1、n_2——分别为 x/H、z/H 的比值，x、z 见图 4-8。

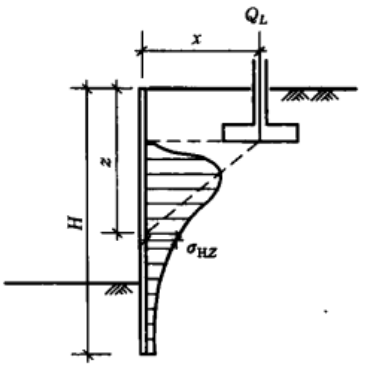


图 4-8 相邻基础线均布荷载引起的侧向土压方

基坑开挖与支护计算时，应根据场地的实际土层分布、地下水条件、环境控制条件，按基坑开挖施工过程的实际工况设计。

支护结构构件截面设计时，荷载效应组合的设计值按 $S = 1.35S_k \leqslant R$ 式确定。式中，R 为结构构件抗力的设计值，按有关建筑结构设计规范的规定确定。

基坑开挖与支护应进行稳定性验算。基坑稳定安全系数取值，当有地区工程经验时应以地区经验为准。

桩式、墙式支护结构的抗倾覆稳定和抗水平推移稳定计算。

(1) 桩式、墙式悬臂支护结构计算

① 桩式、墙式悬臂支护结构设计应满足以下条件：

$$\frac{E_p}{E_a} \geqslant \gamma_H \tag{4-7}$$

$$\frac{M_p}{M_a} = \frac{E_p b_p}{E_a b_a} \geqslant \gamma_M \tag{4-8}$$

式中 E_p，b_p——被动侧土压力的合力及合力对支护结构底端的力臂；

E_a，b_a——主动侧土压力的合力及合力对支护结构底端的力臂；

γ_H，γ_M——悬臂支护结构抗水平推移和抗整体倾覆稳定安全系数，γ_H取 1.5，γ_M取 1.25。

悬臂式结构计算简图如图 4-9 所示。

② 桩式、墙式悬臂支护结构的最大弯矩位置在基坑面以下，可根据剪力为零的条件确定。

③ 本方法不适用于当支护桩(墙)下端为淤泥土的情况。

(2) 桩式、墙式锚撑支护结构计算

桩式、墙式锚撑支护结构设计应满足以下条件：

$$\frac{E_{pk} + \sum T_i}{E_{ak}} \geqslant \gamma_H \tag{4-9}$$

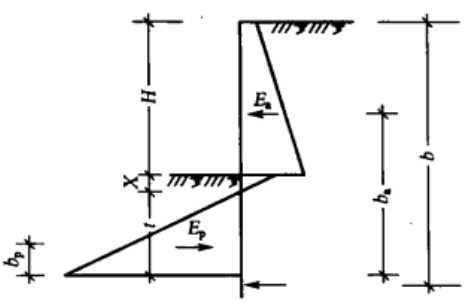


图 4-9 悬臂式结构计算简图

$$\frac{E_{pk}b_k+\sum T_i a_i}{E_{ak}\cdot a_k}\geqslant P_M \tag{4-10}$$

式中，γ_H，γ_M为桩式、墙式锚撑支护结构抗水平推移和整体倾覆稳定安全系数系 γ_H取1.4，γ_M取1.25。

E_{pk}，E_{ak}，b_k，a_k，T_i，a_i如图4-10所示。

锚撑式支护结构的计算尚应符合以下规定：

① 应逐层计算基坑开挖过程中每层支撑设置前支护结构的内力，达到最终挖土深度后，应验算支护结构抗倾覆的稳定性；当基坑回填过程需要拆除或替换支撑时，尚应计算相应状态下支护结构的稳定性及内力。

② 应根据支护结构嵌固段端点的支承条件合理选定计算方法，可按等值梁法、静力平衡法或弹性抗力法计算内力。

③ 假定支撑为不动支点，且下层支撑设置后，上层地撑的支撑力保持不变。

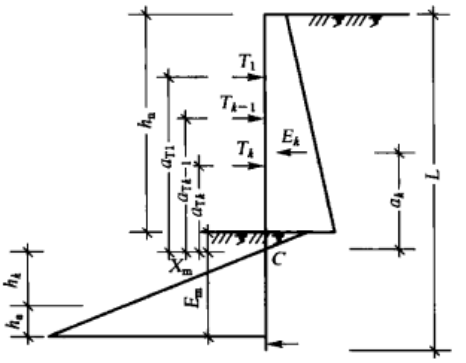


图4-10 桩式、墙式锚撑支护结构计算简图

整体抗滑稳定地基稳定性可采用圆弧滑动面法进行验算。最危险的滑动面上诸力对滑动中心所产生的抗滑力矩应符合下式要求：

$$\frac{M_R}{M_S}\geqslant 1.2 \tag{4-11}$$

式中 M_R——抗滑动力矩；

M_S——滑动力矩。

4.5 支护结构稳定性验算

各类支护结构的稳定性验算，按规定，必须满足各项指标。

支护结构稳定性验算时，根据地质条件和土的物理力学指标基本相同的原则，将基坑周边场地划分为若干区段，统计土性指标用于进行稳定验算。

支护结构稳定性验算时，土的强度指标应符合本章有关的规定。

当坡体内有地下水渗流作用时，稳定分析时应进行坡体内的水力坡降与渗流压力计算，也可采用替代重度法作简化分析。

采用圆弧滑动法进行整体稳定性验算时，其危险滑弧应满足下列极限状态表达式：

$$\gamma_R=\frac{M_{Rk}}{M_{Sd}} \tag{4-12}$$

式中 M_{Sd}，M_{Rk}——分别为对于危险滑弧面上滑动力矩设计值和抗滑力矩标准值；

γ_R——圆弧滑动稳定安全系数。

对桩、墙式支护结构的稳定性验算，应符合表(4-5)的规定，除滑弧通过桩尖时的整体稳定性外，尚需计算滑弧切桩时的整体稳定性，滑弧切桩时需考虑切桩阻力产生的抗滑作

用，即每延米中桩产生的抗滑力矩 M_P，M_P 由图 4-11 和式(4-13)计算确定：

$$M_{Rp} = R\cos\alpha_i\sqrt{\frac{2M_c\gamma h_i(K_p - K_a)}{d + \Delta d}} \tag{4-13}$$

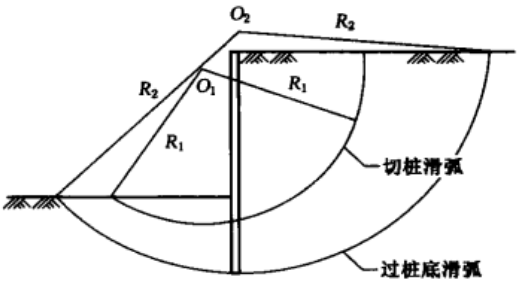


图 4-11 桩抗力力矩计算

式中 M_p——每延米中的桩产生的抗滑力矩，kN·m/m；

a_i——桩与滑弧切点至圆心连线与垂线的夹角，(°)；

M_c——每根桩身的抗弯弯矩，kN·m/单桩；

h_i——切桩滑弧面至坡面的深度，m；

γ——h_i 范围内土的重度，kN/m³；

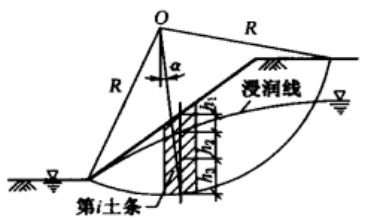
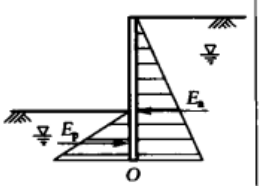
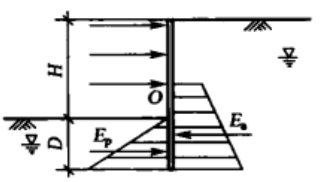
K_p，K_a——土的被动与主动土压力系数；

d——桩径，m；

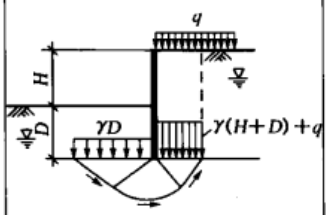
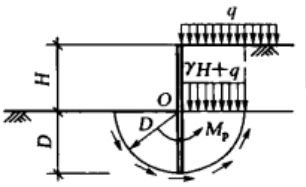
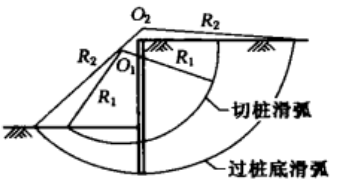
Δd——两桩间的净距，m。

对于地下连续墙支护 $d + \Delta d = 1.0$ m。

表 4-5 支护结构的稳定性验算

结构类型 / 稳定性验算 / 计算方法与稳定安全系数	放坡开挖	桩、墙式支护	
	边坡整体稳定	悬臂桩倾覆稳定	带支撑桩的倾覆稳定
计算简图			
计算方法与稳定安全系数	$\gamma_R = \frac{M_{Rk}}{M_{Sd}}$ M_{Sd}，M_{Rk}—分别为对于危险滑弧面上滑动力矩的设计值(kN·m/m)和抗滑力矩的标准值(kN·m/m)； γ_R—稳定安全系数，取 $\gamma_R \geqslant 1.20$	$\gamma_t = \frac{\sum M_{Ep}}{\sum M_{Ea}}$ γ_t—桩、墙式悬臂支护抗倾覆稳定安全系数，取 $\gamma_t \geqslant 1.30$	$\gamma_t = \frac{\sum M_{Ep} + M_p}{\sum M_{Ea}}$ γ_t—带支撑桩、墙式支护抗倾覆稳定安全系数，取 $\gamma_t \geqslant 1.30$； M_p—支护桩墙截面抗弯强度标准值

续表

结构类型 / 稳定性验算 / 计算方法与稳定安全系数	桩、墙式支护		
	隆起稳定		整体稳定
计算简图			
计算方法与稳定安全系数	$\gamma_D=\dfrac{N_C\tau_0+\gamma D}{\gamma(H+D)+q}$ N_C—承载力系数，$N_C=5.14$； τ_0—由十字板试验确定的总强度，kPa； γ—土的重度，kN/m³； γ_D—入土深度底部土抗隆起稳定安全系数，$\gamma_D\geqslant1.6$； D—支护结构入土深度，m； H—基坑开挖深度，m； q—地面荷载，kPa	$\gamma_h=\dfrac{M_p+\int_0^{\pi}\tau_0(t\mathrm{d}\vartheta)}{(q+\gamma H)D^2/2}$ M_p—支护桩、墙横截面抗弯强度标准值，kN·m； γ_h—基坑底部处土抗隆起稳定安全系数，$\gamma_h\geqslant1.40$	过桩底滑弧：$\gamma_R=\dfrac{M_{Rk}}{M_{Sd}}$ M_{Sd}，M_{Rk}—分别为对于危险滑弧面上滑动力矩的设计值(kN·m/m)和抗滑力矩的标准值(kN·m/m)； γ_R—整体稳定安全系数，取$\gamma_R\geqslant1.20$。 切桩滑弧：$\gamma_R=\dfrac{M_{Rk}+M_{Rp}}{M_{Sd}}$ $M_{Rp}=R\cos\alpha\sqrt{\dfrac{2M_c\gamma h_t(K_p-K_a)}{d+\Delta d}}$

水泥土墙应进行抗倾覆、水平滑移、整体稳定及隆起稳定验算，稳定安全系数应根据地区可靠的工程经验确定。

土钉墙应进行抗倾覆、水平滑移、整体稳定、土方开挖各阶段的内部稳定及隆起稳定验算。墙体的宽度，应按最短的土钉长度所占的宽度确定，稳定性安全系数应根据地区可靠的工程经验确定。

4.6 基坑抗渗流稳定性计算

当上部为不透水层，坑底下某深度处有承压水层时，基坑底抗渗流稳定性可按下式验算(图 4-12)。

$$\frac{\gamma_m(t+\Delta t)}{p_w}\geqslant1.1 \qquad (4-14)$$

式中 γ_m——透水层以上土的饱和重度，kN/m³；

$t+\Delta t$——透水层顶面距基坑底面的深度，m；

p_w——含水层水压力，kPa。

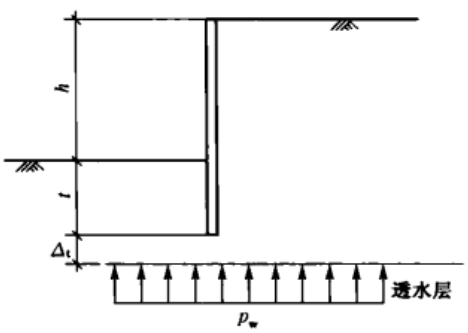


图 4-12 基坑底抗渗流稳定验算示意图

当基坑内外存在水头差时，粉土和砂土应进行抗渗稳定性验算，渗透的水力梯度不应超过临界水力梯度。

$$\frac{i_c}{i} \geqslant k_s \tag{4-15}$$

式中 i_c——临界水力梯度；

i——渗透的水力梯度；

k_s——安全系数，取 2.0。

当基坑内外存在水头差时，粉土和砂土应进行抗渗稳定性验算，渗流的水力梯度不应超过临界水力梯度。

基坑底抗隆起稳定可按基坑底抗隆起稳定性验算；当基坑底为软土时，应验算坑底土抗隆起稳定性。支护桩、墙端以下土体向上涌起，可按下式(图 4-13)验算：

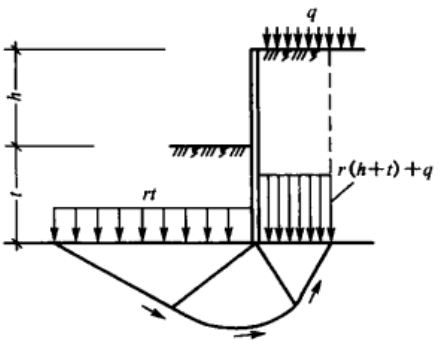


图 4-13 基坑底抗隆起稳定性验算计算简图

$$\frac{N_c \cdot \tau_0 + \gamma \cdot t}{\gamma(h+t)+q} \geqslant \gamma_D \tag{4-16}$$

式中 N_c——承载力系数，$N_c=5.14$；

τ_0——抗剪强度，由十字板试验或三轴不固结不排水试验确定，kPa；

γ——土的重度，kN/m^3；

γ_D——抗隆起稳定安全系数，γ_D取 1.6；

t——支护结构入土深度，m；

h——基坑开挖深度，m；

q——地面荷载，kPa。

桩式、墙式支护结构可根据静力平衡条件初步选定墙体的入土深度，进行整体稳定性和墙体变形验算，并综合确定墙体的入土深度。当坑底为饱和土时，应进行坑底抗隆起验算，有渗流时尚应进行抗渗流稳定的验算。

悬臂支护结构，宜按静力平衡法进行计算分析；带支撑或锚杆支护结构，宜按侧向弹性地基反力法进行计算分析；并应考虑支撑或锚定点的位移、支撑刚度及施工工况等的影响。

因支护结构变形、岩土开挖及地下水条件引起的基坑内外土体变形应按以下条件控制：

(1) 不得影响地下结构尺寸、形状和正常施工。

(2) 不得影响既有桩基的正常使用。

(3) 对周边建(构)筑物引起的沉降不得超过规范有关章节规定的要求。

(4) 不得影响周边管线的正常使用。

基坑开挖与支护应根据工程需要、周边环境及水文地质条件，采用降低地下水位、隔离地下水、坑内明排或组合方法等对地下水进行控制，设计时尚应考虑由于降、排水引起的地层变形的影响，采用明排水时应作好反滤层。停止降水时应保证结构物不上浮。

基坑的稳定问题直接与支护结构体系的变形、稳定以及基坑的工程地质、水文地质条件有关。基坑失稳的形态和原因是多种多样的，由于设计上的过错、漏项或施工不慎，均可造成基坑失稳。

基坑失稳主要可分为两种情况。

(1) 因基坑土体的强度不足、地下水渗流作用而造成基坑失稳，包括基坑内外侧土体整体滑动失稳；基坑底土因承载力不足而隆起；地层因承压水作用、管涌渗漏，等等。

规范明确桩式、墙式支护结构应进行抗倾覆和抗水平推移稳定验算，并在图 4-9 和图 4-10 中明确了计算方法，但抗力分项系数的取值很复杂。经几组对比资料分析(如图 4-14至图 4-16 所示)，对于悬臂式支护结构，当 φ 为 23° ～ 33°，c 为 5 ～ 15 kPa 时，嵌入深度系数 $\gamma_0=1.2$，抗倾覆稳定安全系数 $\gamma_M=1.8\sim1.2$，抗水平推移稳定安全系数 $\gamma_H\geqslant1.5$，而对于内撑或锚杆式支护结构，相同的土层条件，嵌入深度系数 $\gamma_D=1.2\%$，γ_M 仅相当于 1.07 左右，γ_H 相当于 1.23～1.5。基于此分析，规范未简单采用 γ_D 作为稳定安全系数，而在图 4-9 和图 4-10 中分别对 γ_M，γ_H 加以规定，即宜 $\gamma_M\geqslant1.25$，宜 $\gamma_H\geqslant1.4$。

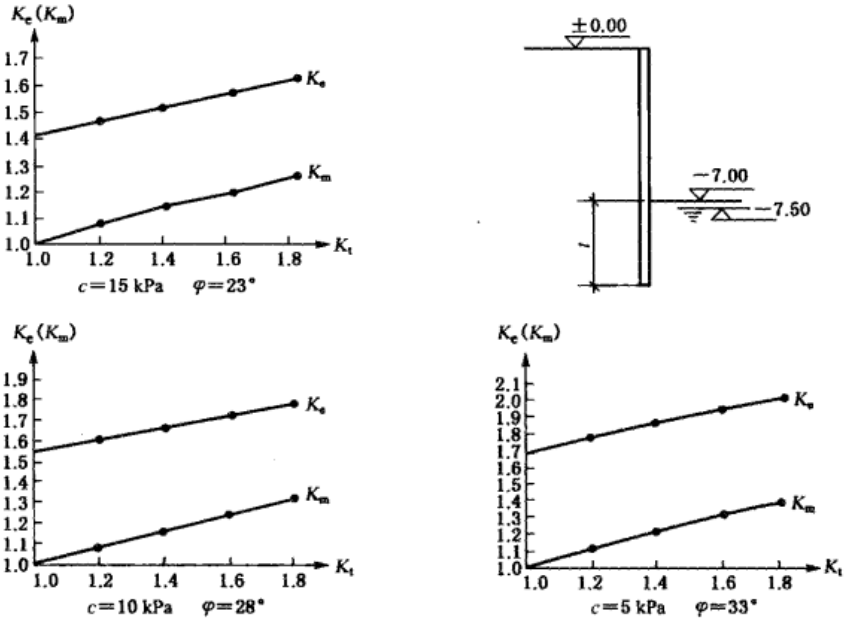
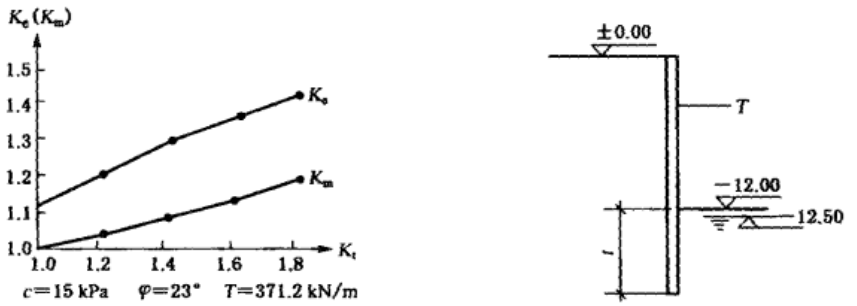


图 4-14 悬臂桩

均布荷载 q=30 kPa，γ=19.8 kN/m³ 均质土



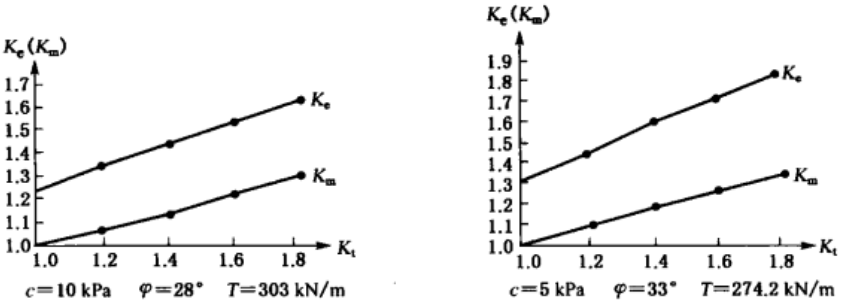


图 4-15 一道撑

均布荷载 q=30 kPa，γ=19.8 kN/m³均质土在−4.0 m 处加一道撑 T

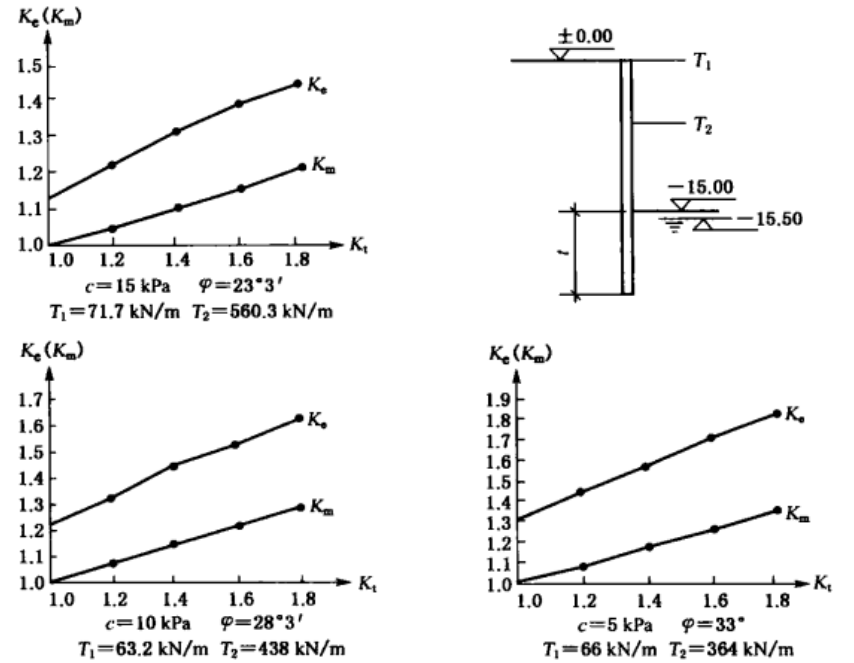


图 4-16 二道撑

均布荷载 q=30 kPa，γ=19.8 kN/m³均质土在桩顶圈梁处和−6.0 m 处各加一道撑 T_1，T_2

(2) 因支护结构(包括桩、墙、支撑系统等)的强度、刚度或稳定不足引起支护结构系统破坏而造成基坑倒坍、破坏。

基坑底抗隆起稳定性(坑底涌土)验算，实质上是软土地基承载力不足，故用 $\varphi=0$ 的承载力公式进行验算。

对于一般的黏性土，参照 Prandtl 和 Terzaghi 的地基承载力公式，并将桩墙底面的平面作为极限承载力的基准面，承载力安全系数的验算公式如下：

$$k_s=\frac{\gamma DN_q+cN_c}{\gamma(H+D)+q}$$

式中 γ——土的重度，kN/m³；

c——土的黏聚力，kN/m²；

q——地面荷载，kN/m²；

N_c，N_q——地基承载力系数。

$$\left.\begin{aligned} N_q &= \tan^2\left(45^\circ+\frac{\varphi}{2}\right)\cdot e^{\pi\tan\varphi} \\ N_c &= (N_q-1)\cdot\frac{1}{\tan\varphi} \end{aligned}\right\}$$

采用 Prandtl 公式时，N_c，N_q 按上式计算，此时要求 $K_s\geqslant 1.1\sim 1.2$。

采用 Terzaghi 公式时，N_c，N_q 按下式计算，此时要求 $K_s\geqslant 1.15\sim 1.25$。

$$\left.\begin{aligned} N_q &= \frac{1}{2}\left[\frac{e^{\left[\frac{3}{4}\pi-\frac{\varphi}{2}\right]\tan\varphi}}{\cos\left(45^\circ+\frac{\varphi}{2}\right)}\right]^2 \\ N_c &= (N_q-1)\cdot\frac{1}{\tan\varphi} \end{aligned}\right\}$$

式中，φ 为土的内摩擦角。

基坑的渗流稳定性可以分两种情况：一种是，坑底面以下有透水层时，若抗渗流稳定安全系数不满足要求时应采取降水(降压)措施；另一种是，当支护桩以下一定范围内无透水层时，以基坑底面处坑内外水头差 h' 作为计算压力差 $h'\gamma_0$，但由于水头差至支护桩底已损失 50%，故支护桩底面处的水压力为 $\gamma_w\left(\frac{1}{2}h'+t\right)$，此值必须小于上覆土重一定数值作为安全储备。

为了基坑的安全施工和坑底周围土体的稳定，支护结构必须有一定的插入坑底以下土中的深度(又称嵌入深度)，这个深度直接关系到基坑工程的稳定性，且较大程度地影响工程的造价。

支护结构的稳定嵌入深度，目前常采用极限平衡法计算确定。根据支护结构可能出现的位移条件，在桩墙的相应部位分别取主动土压力或被动土压力，形成静力极限平衡的计算简图。当入土深度较大时，桩、墙下端可能出现反弯点，反弯点下的力系考虑反弯点下桩墙段在土中出现的反向位移的情况。

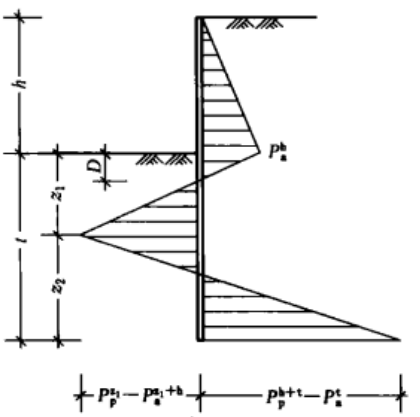


图 4-17　桩前后土压力分布

对于悬臂式支护桩，桩前后土压力如图 4-17 所示。

基坑底土压力由下式确定。

$$p_a^h=\gamma h K_a-2c\sqrt{K_a}$$

$p=0$ 的零点深度 D 由下式求得。

$$D=\frac{\gamma h K_a-2c(\sqrt{K_p}+\sqrt{K_a})}{\gamma(K_p-K_a)}$$

$h+z$ 深度处的压力和 $h+t$ 处的土压力可按下式求得。

$$\left.\begin{aligned} P_{\mathrm{p}}^{z_1} - P_{\mathrm{a}}^{z_1+h} &= \gamma z_1 K_{\mathrm{p}} + 2c\sqrt{K_{\mathrm{p}}} - \left[\gamma(z_1+h)K_{\mathrm{a}} - 2c\sqrt{K_{\mathrm{a}}}\right] \\ P_{\mathrm{p}}^{h+t} - P_{\mathrm{a}}^{t} &= \gamma(h+t)K_{\mathrm{p}} + 2c\sqrt{K_{\mathrm{p}}} - (\gamma t K_{\mathrm{a}} - 2c\sqrt{K_{\mathrm{a}}}) \end{aligned}\right]$$

未知数 z_1（或 z_2）和 t 可用使任一点力矩之和等于零和水平力之和等于零两组方程式由下式求解。

$$\left.\begin{aligned} z_2 &= \sqrt{\frac{\gamma K_{\mathrm{a}}(h+t)^3 - \gamma K_{\mathrm{p}} t^3}{\gamma(K_{\mathrm{p}} - K_{\mathrm{a}})(h+2t)}} \\ \gamma K_{\mathrm{a}}(h+t)^2 &- \gamma K_{\mathrm{p}} t^2 + \gamma z_2 (K_{\mathrm{p}} - K_{\mathrm{a}})(h+2t) = 0 \end{aligned}\right\}$$

式中 t——可用试算法求得。计算得到的 t 值需乘以 1.1 的安全系数作为设计入土深度；

h，t——坑深和桩墙插入坑底面以下土中深度，m；

K_{a}，K_{p}——主动与被动土压力系数。土压力系数计算采用不固结不排水三轴剪切指标；

z_1，z_2——如图 4-17 所示。

关于侧向弹性地基反力法，工程界亦有人称之为“弹性抗力法”、“地基反力法”、“土抗力法”、“竖向弹性地基梁的基床系数法”等。该法由受水平力作用的单桩的解推演而来。通常采用侧向弹性地基梁计算，基床系数采用 m 法的假定，按杆系有限元方法求得支护桩的内力和变形。

由于侧向弹性地基抗力法能较好地反映基坑开挖和回筑过程各种基本因素和复杂情况对支护结构受力的影响，如施工过程中基坑开挖、支撑设置、失效或拆除、荷载变化、预加压力、墙体刚度改变、与主体结构板和墙的结合方式、内撑式挡土结构基坑两侧非对称荷载等的影响；结构与地层的相互作用及开挖过程中土体刚度变化的影响；支护结构的空间效应及支护结构与支撑系统的共同作用；反映施工过程及施工完成后的使用阶段墙体受力变化的连续性；因此，对于地层软弱、环境保护要求高的基坑、多支点支护结构或空间效应明显的支护结构，宜采用侧向弹性地基反力法。侧向弹性地基反力法的计算精度主要取决于一些基本计算参数的取值是否符合实际，如基床系数、墙背和墙前土压力的分布、支撑的刚度等。各地可通过地区经验加以完善；还需注意在淤泥质地层中，由于难以反映土体的流变特性，计算所得墙体水平位移可能偏小，应通过工程实践予以调整。

基坑过去往往作为地下室施工的一种临时性措施，支护结构设计一般由施工单位考虑，通常按强度稳定来计算，以不倒塌作为满足施工要求为目的。随着建设的发展，尤其在建筑群中间，周边又有复杂的管网分布，基坑设计的稳定性便是必要条件，很多场合主要控制条件是变形，基坑的变形计算比较复杂，且不够成熟。规范尚不能推荐一种满意的方法。尤其对超压密土经验更少。因此，作为一般性要求提出，以期引起工程技术人员特别是设计人员的高度重视。

基坑工程设计时，应根据环境要求确定基坑位移的控制要求。如当基坑周边无永久性建筑或公用设施时，保证稳定即可满足要求。但为了保证基坑的安全，稳定仍需有一个容许的临界位移值。通过监测控制施工，以确保安全。

基坑的最大水平位移值，与基坑开挖深度、地质条件及支护结构类型等有关，在基坑

支护结构体系的设计满足正常的承载能力极限状态(承载能力和结构变形)要求时,支护结构水平位移最大值与基坑底土层的抗隆起稳定安全系数有一定的统计关系,图 4-35 为对上海的部分基坑工程的统计关系曲线。图中,δ_h为最大水平位移,H 为基坑深度,K_L为抗隆起稳定安全系数。

以下条例适用于建筑基坑工程施工过程中,对地下水的控制。

(1) 集水明排。在基坑内设置排水沟和集水井,用抽水设备将基坑中水从集水井排出,达到疏干基坑内积水的目的。

(2) 井点降水。对基坑内的地下水或基坑底板以下的承压水进行疏干或减压。

(3) 隔水。用地下连续墙及喷射注浆(旋喷)、深层搅拌或注浆形成具有一定强度和抗渗性能的截水墙或底板,阻止地下水流入基坑的方法,包括竖向隔水(悬持式和落底式)及水平封底隔水。

为了保障周围建筑物、地下管线等的安全及正常使用,需综合考虑降排水对支护结构变形产生的影响。有时,为了有效控制降低地下水位引起的沉陷,需考虑采用隔渗措施,常用的方法有:

(1) 采用地下连续墙、连续排列的排桩墙挡水。

(2) 采用分离式排桩墙,在桩间设旋喷、深层搅拌等与桩共同形成隔水帷幕或在桩后单独设隔渗墙。

(3) 其他情况可考虑采用高压喷射注浆等方法形成封底隔渗。

基坑降水设计原则:

(1) 降水井点宜尽量布置在基坑外。如需要在基坑内设井点,应仔细研究地下水及地层资料,采用砂(砾)渗井或短期使用的抽水井。含水层渗透系数较小,下部有渗透性较好的地层时,宜考虑抽水井、渗井综合作用。

(2) 基坑支护结构采用分离排列的桩式结构。不设隔水帷幕时,降水井点应主要布置在基坑外,达到控制地下水进入基坑及降低承压水头的目的;基坑内可视基坑规模、地下水及地层情况,布置一定数量的自渗井和抽水井。

(3) 基坑四周设竖向隔水帷幕(包括地下连续墙)。隔水帷幕插入隔水层时,井点设置在基坑内;隔水帷幕未进入隔水层时,降水井点宜设置在基坑外,如为降低降水对周围建筑物的影响,井点也可设置在基坑内。

(4) 基坑设全封闭隔水帷幕。一般不需设井点降低地下水位,为正常开挖基坑,可在基坑内布设井点抽除坑内积水。

基坑隔水是基坑围护的一部分,设计时是二者统一考虑的,必要时,应预先进行试验。

4.7 支护与地层的变形特征

在城市地区进行基坑支护工程施工,如何控制支护和周围地层的变形是设计和施工中的难点,支护和地层的变形问题要比其稳定性更为关键,也更难估算和回答。支护与地层发生变形的原因是多方面的,现简要介绍如下。

1. 支护与地层发生变形的原因

1) 开挖造成的土体应力释放与重新调整

基坑开挖造成卸载并使土体向坑内移动。一般情况下，水平方向的应力释放与调整是构成地层位移的主要原因，所以基坑的直立侧壁必须加以支护。但在饱和深层软黏土中，基坑隆起同样不容忽视，坑底隆起原因：一方面是由于竖向卸荷；另一方面是由于坑壁外侧的土体在自重和地表超载的作用下从底部向坑内方向移动。对于软黏土中的深基坑，地表沉降的大小与抗隆起稳定性验算的安全程度直接相关。

基坑开挖前期的地下连续墙或灌注桩施工，也会造成地层位移，并相应造成地表沉降。国内有关资料介绍地下连续墙施工引起的变形，可占基坑施工总变形的30%。至于墙体成槽或桩体挖孔不当引起地面严重坍陷的事例也不少见。

2）地下水变化

开挖或工程降水引起地下水位变化使土中的有效应力增加，于是，土体产生压缩或固结造成地表沉降。当用坑内降水方案时，在防水围护结构的阻隔下，基坑外侧的水位可以大体维持不变，但也难免通过墙体或墙底渗入并使土体的有效应力变化。地下水还可以带动土体颗粒（尤其是细粉砂）从墙体缝隙或墙底流入坑内造成土体流失而发生沉陷。对于基坑外侧自土体来说，开挖降水或向下的渗流使孔隙水压降低，产生竖向压缩并使固结过程中土体的不排水抗剪强度增加。对于基坑内侧的底部土体来说，开挖前，降水可使土体压缩和固结，抗剪强度增加；而在开挖卸载过程中，尽管孔隙水压减少，但竖向产生伸长或膨胀，相应的固结过程产生拉应变并使不排水抗剪强度降低。

至于基坑内外的水位差或坑底下部有承压水时引起的涌沙（管涌）等现象，不仅能造成基坑周围地层的大范围移动，而且可能有基坑本身安全的重大稳定性问题。

除上述地下水作用外，还有地表径流和生活用水的下渗，上下水道漏水和化粪池渗水等，都有可能造成支护及地层的位移甚至失稳。这些作用对土钉支护来说尤为重要，因为土钉支护多用于地下水位以上（或降水后）的土体施工，设计时往往未能考虑水的作用。

3）支护结构的变形

桩、墙围护结构以及撑、锚等支承构件都会发生变形，增加这些构件的刚度有利于降低地层位移，但对其作用也不宜估计过高。Clough 和 Tsui 很早就用有限元方法分析围护结构和支承件的刚度对基坑最大水平位移的影响。算例为中等密实黏土中的基坑，挖深 9.2 m，土体抗剪强度随深度增加从顶部的 24 kPa 到 13.7 m 深处的 67 kPa，采用四道锚杆（图 4-18），比较了两种墙体，刚度 EI 分别为 400 kN·m 和 50 kN·m，相当于 60 cm 厚地下连续墙和 PZ27 钢板桩；计算结果表明墙体刚度相差 8 倍，而二者

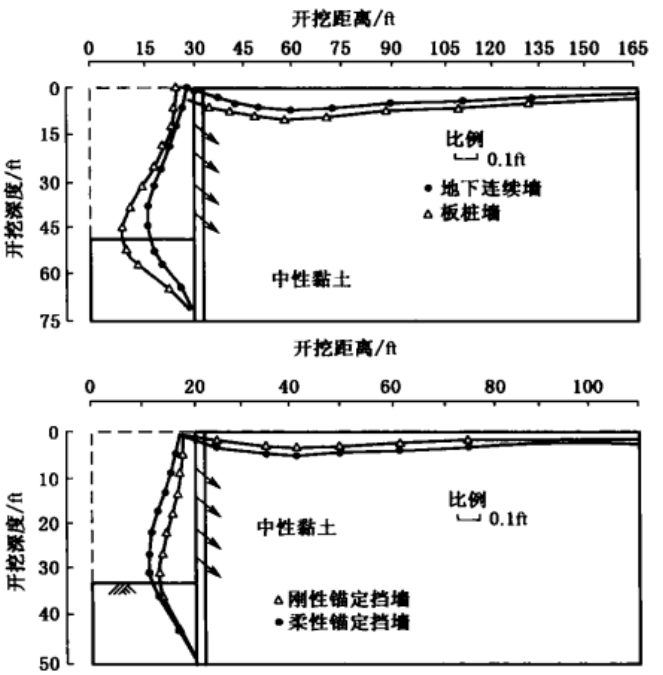


图 4-18 基坑位移计算实例

注：1ft=0.304 8 m

最大水平位移之比例为 1∶0.6。另外，又比较了两种锚杆，其刚度$\frac{EA}{L}$相差 10 倍，此时，同一墙体最大位移之比也为 1∶0.6。我们也曾用 Plaxis 有限元程序计算 80 cm 和 45 cm 厚两种地下连续墙，二者抗弯刚度之比为 5.6∶1，而墙体最大位移之比则为1.37∶1；又计算了 ϕ600 和 ϕ800 两种护壁桩，其抗弯刚度之比为 2.4∶1，面墙体最大位移之比则为 1.32∶1。所以，采用其他措施来减少支护变形，要比增加墙厚更为经济和有效。

4）其他

地表超载、气候变化、支护与土体之间可能存在空隙（如桩墙底部虚土）等也都会造成地层位移。

施工因素，如超挖和拖延支护时间，更会对支护和地层的变形造成重大影响。控制变形的关键在于施工，如某工程挖土机械停在基坑支护结构附近反铲挖土，使支护结构所承受的荷载大大增加，并且有较大的动荷载出现，大大超出了设计计算的安全储备，造成支护结构大变形，见图 4-19 所示。基坑开挖过程中，挖土机械随意碰撞支护系统、锚杆系统及支护桩墙，造成不应有的损失（如支撑破坏、锚头掉落、桩身撞伤等）。基坑开挖不符合规程：基坑挖土应分层进行，高差不宜过大。对软土地区的基坑开挖，则高差不宜超过 1 m。进行薄层开挖是维持软土地区基坑稳定的一项重要措施。但是，一些施工单位挖土速度快，且高差过大，迅速改变了原来土体的平衡状态，降低了土体的抗剪强度，软土产生较大的水平位移，造成基坑滑坡，基坑底面暴露时间过长：基坑开挖后，基坑卸载，土体中自重压力减少，土体的弹性效应将使基坑底面产生一定的回弹变形（隆起）。如果基坑底面暴露时间过长，加之基坑积水，使得黏性土吸水体积增大，抗剪强度降低，回弹变形增大。

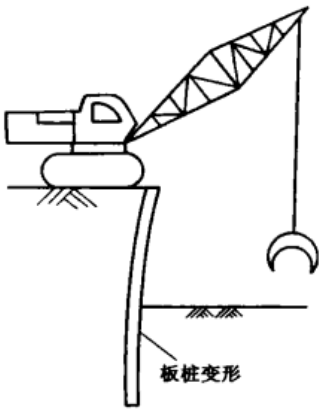


图 4-19　挖土机离支护结构过近

桩位移及倾斜，先打桩后挖土的基坑工程，由于打桩的挤土和动力波作用，使原处于静平衡状态的地基土遭到破坏。对粉细砂可能会形成砂土液化，地下水大量上升到地表面，地基土强度大大折减。对饱和黏性土，由于挤土压力，产生很大的超静孔隙水压力，土体的抗剪强度迅速降低。如果打桩后紧接着开挖基坑，由于开挖时的应力释放，再加上挖土高差形成一侧卸载和水平推力，土体极易产生水平位移，从而使原先打入的桩产生位移和倾斜，等等。

总之，支护与地层发生变形的原因是多方面的，施工开挖过程中必须细心观测，及时发现问题，随时采用应急措施，加以解决。

2. 支护与地层的变形特征

基坑侧墙位移与附近地表沉降的变形特征与不同的土体类别和支护形式有关，而其大小更受多种因素影响，如支承（横撑或锚杆等）的间距与刚度，第一道支承点的位置，横撑或锚杆的预加应力值，墙体的刚度和整体性，基坑的形状与深度，下卧层坚硬土层的埋深，地下水位置及其变化，特别是施工开挖与支护的工序、进程及施工质量。所以，单纯依靠力学分析的计算不可能准确估计变形大小。

内支撑桩、墙支护的变形特征如下：

支撑式支护的墙体变形与地表沉降曲线大体如图 4-20 所示。在挖土设置第一道支撑以前，墙体犹如插入土中的竖向悬臂受弯构件(图 4-21)，最大的水平位移发生在顶部。在设置第一道支撑并施加预应力后，顶部位移部分恢复或当预应力值较大时反向往坑外移动。在继续往下开挖并支撑的过程中，顶部位移仍会有所变化，但最大水平位移一般并不发生在顶部而是在下部。对于一般的柱列式灌注桩挡墙或地下连续墙，墙体的截面较大且插入基底较深，在正确设计的条件下不易下沉，因此，墙顶处地面的沉降也很小，地表最大沉降发生在离基坑壁一定距离远处。

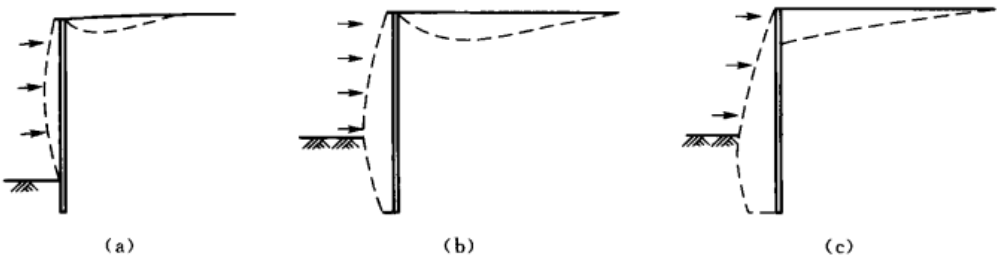


图 4-20 支撑式支护的墙体变形与地表沉降

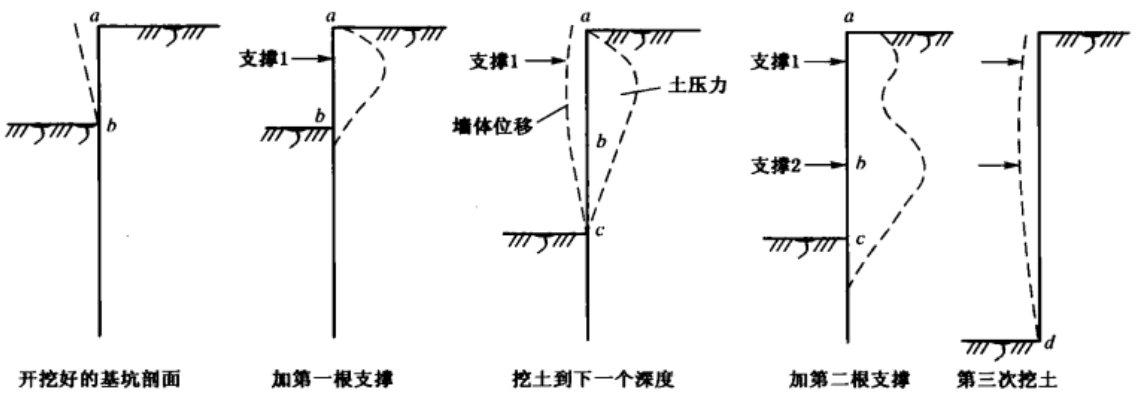


图 4-21 支撑式支护的各阶段变形特征

无黏性砂土中侧墙最大水平位移 δ_h 与地表最大沉降 δ_v 的数值通常较小，δ_h 一般发生在坑深的中部附近(图 4-20(a))且不超过 0.5%H。据哥德堡统计所搜集到的国外基坑工程的 δ_v 和 δ_h 数据中，有 75%的数据小于 0.35%H。对支撑施加预应力可显著减少墙体变形，而支撑间距过大(如大于 5 m)、松散砂土受振以及高地下水位均可使变形增加。这些统计数据中多数是以刚度较差的钢板桩与桩板墙作为基坑围护结构，如果是柱列式灌注桩墙体，δ_h 或 δ_v 值将更小。所以，将砂土中基坑的最大沉降或位移控制在 0.15%H 甚至 0.1%H 以内不应该是件困难的事。但如有渗流引起土体流失或管涌，则地层沉降可能会超出 0.5%H；降低地下水位可防止管涌，不过也会引起地面沉降。

砂土中地表最大沉降 δ_v 与围护墙体最大位移 δ_h 的比值变化较大，在墙体变形曲线所包含的土体体积与地表沉降曲线所包含的土体体积之间并不存在相等的关系，一般有 $\delta_v < 0.5\delta_h$。如有地下水，且对墙外土体也实施工程降水，则允许接近或大于 δ_h。

黏性颗粒土中的基坑与地层变形也较小，而且不大可能出现管涌等由渗流造成的问

题。在硬黏土中开挖，坑底隆起可能比侧向位移更为重要。对于超固结黏土，施工开挖前土中存在较大侧压(静止土压力系数 K_0 较大)，开挖后有可能产生较大侧移，甚至可能在开挖面底部的被动区土体中出现破坏。硬黏土中开挖的地表沉降值大体与砂土中相同。

在饱和软黏土和很软土中进行基坑开挖，产生的地层的位移要比砂土或硬黏土中大许多，其延伸的范围也广。当围护墙体有足够插入深度时的变形曲线大体如图 4-20(b)，最大水平位移 δ_h 的位置在坑底附近。如图 4-22 所示上海徐家汇站地下连续墙最大位移在坑底以下 2～3 m；上海外滩京城大厦，基坑深度 12.1 m，围护结构采用厚 0.8 m、深 24 m 的地下连续墙。钢筋混凝土支撑三道，在开挖过程中，进行水平位移的实测与计算进行对比见表 4-6 和图 4-23；另外，上海南洋广场，地下连续墙支护，基坑开挖深度 15.7 m，设计地下连续墙厚 0.8 m，深 30.5 m，实测墙体最大水平位移见表 4-7 和表 4-8。

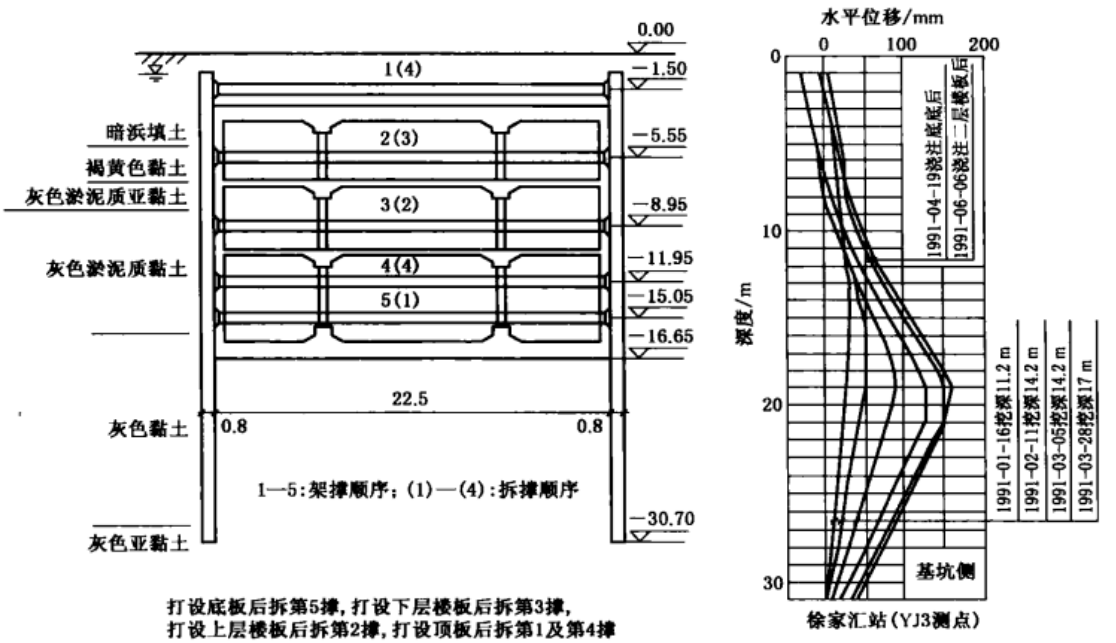


图 4-22　上海徐家汇地铁站实测最大位移

表 4-6　　上海京城大厦基坑开挖过程

施工工况	开挖厚度/m	基坑深度/m	支撑情况	开挖时间/d	计算时间/d
一	5.6	5.65	一道支撑	16	4
二	3.0	8.65	二道支撑	18	5
三	3.45	12.1	三道支撑	8	3

表 4-7　　上海南洋广场实测墙体最大水平变形

墙体测点	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8
墙体变形/mm	37.97	39.48	33.83	42.80	36.80	45.45	23.62	35.96
发生位置深度/m	15	17	14	14	15	17	12	16

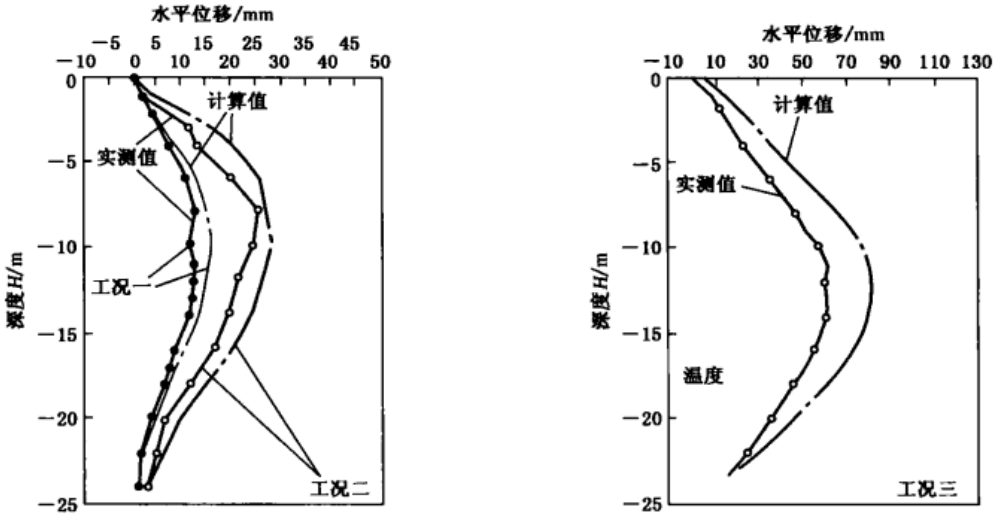
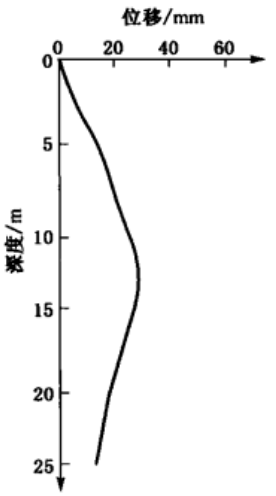


图 4-23 上海京城大厦各开挖阶段基坑水平位移计算与实测对比图

表 4-8 上海南洋广场深基坑实测墙体水平位移表(第 54 次)

孔号	深度/m	本次变位/mm	累计变位/mm
X2	0		4.00
	−1	−0.13	5.46
	−2	−0.02	7.57
	−3	−0.23	10.12
	−4	−0.32	12.49
	−5	−0.44	14.66
	−6	−0.34	16.79
	−7	−0.59	19.85
	−8	−0.53	22.98
	−9	−0.68	25.72
	−10	−0.72	27.79
	−11	−0.84	29.33
	−12	−0.93	30.34
	−13	−1.06	31.73
	−14	−0.82	32.18
	−15	−0.99	31.91
	−16	−0.72	30.89
	−17	−0.57	30.67
	−18	−0.47	28.41
	−19	−0.40	27.07
	−20	−0.19	23.37
	−21	−0.06	21.07
	−22	−0.13	18.03
	−23	0.04	15.58
	−24	0.02	13.08
	−25	0.13	10.96



上海南洋广场深基坑的情况。

主要实测结果：基坑支护结构变位

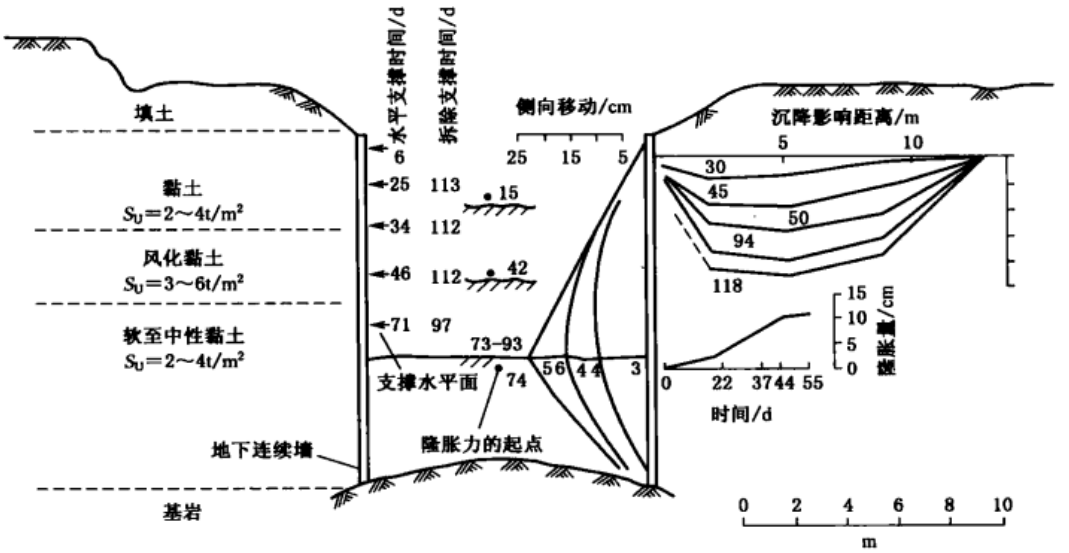
墙顶圈梁：垂直沉降最大点 G10：10.4 mm；

水平位移最大点 G14：4 mm(向坑内)。

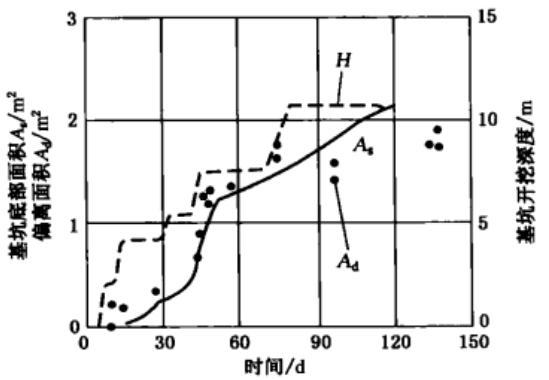
立　　柱：最大沉降 $L1 = 0.5$ mm；

最大上抬 $L5 = 12.7$ mm。

图 4-24 是挪威奥斯陆 Vaterland 软土地区的基坑工程实测变形，用柔性的钢板桩作围护结构，五道支撑，挖深约 9 m，最大水平位移约 25 cm，δ_h 近 $3\%H$，位置在底部；最大地表沉降离基坑约 5 m，达 22 cm；基底隆起约 9 cm，这是有记录的软土中变形最为突出的一个实例。



(a)



(b)

图 4-24　挪威工程实测变形

如果软黏土中墙体插入长度不足，墙体下沉，或基坑位移很大时，这时的沉降曲线呈图 4-20(c)的形状。在正常情况下，软黏土中 δ_v 与 δ_h 的比值约在 0.7～0.8，所以，可以保守地认为最大沉降量大体等于或略小于墙体最大位移。如果已知墙体变位曲线(包括基坑底部以下部分)，并且估计出地表沉降曲线的延伸距离与曲线形状，就可以认为墙体曲

线所包含的土体体积与沉降曲线所包含的土体体积相等，并根据这一原则来近似算出最大沉降值，这种方法在许多资料中均有介绍。

根据调查，对上海采用的内撑地下连续墙基坑实测位移的研究，在九个被调查的坑深在 11～18 m 之间的工程中，墙体最大水平位移与坑深的比值 δ_h/H 在 0.15%～0.9%之间，而墙顶水平位移 δ'_h 与坑深的比值 δ'_h/H 则在 0.04%～0.7%（个别为 1.26%）。上海建设大厦，坑深 11.4 m，墙深 21.6 m，三道钢筋混凝土支撑，墙顶位移 6.5 mm，墙身最大位移仅 16.9 mm，δ_h/H 为 0.15%。最大沉降 δ_v 约为 δ_h 的 70%，但也有大于 δ_h 的，地面影响范围为 $2\sim3H$。图 4-25 是上海胜康廖氏大厦基坑工程连续墙在各个工况下实测的位移图和地面沉降图，坑深 11 m，墙深 22～24 m，三道钢管支撑。又对上海采用内撑灌注

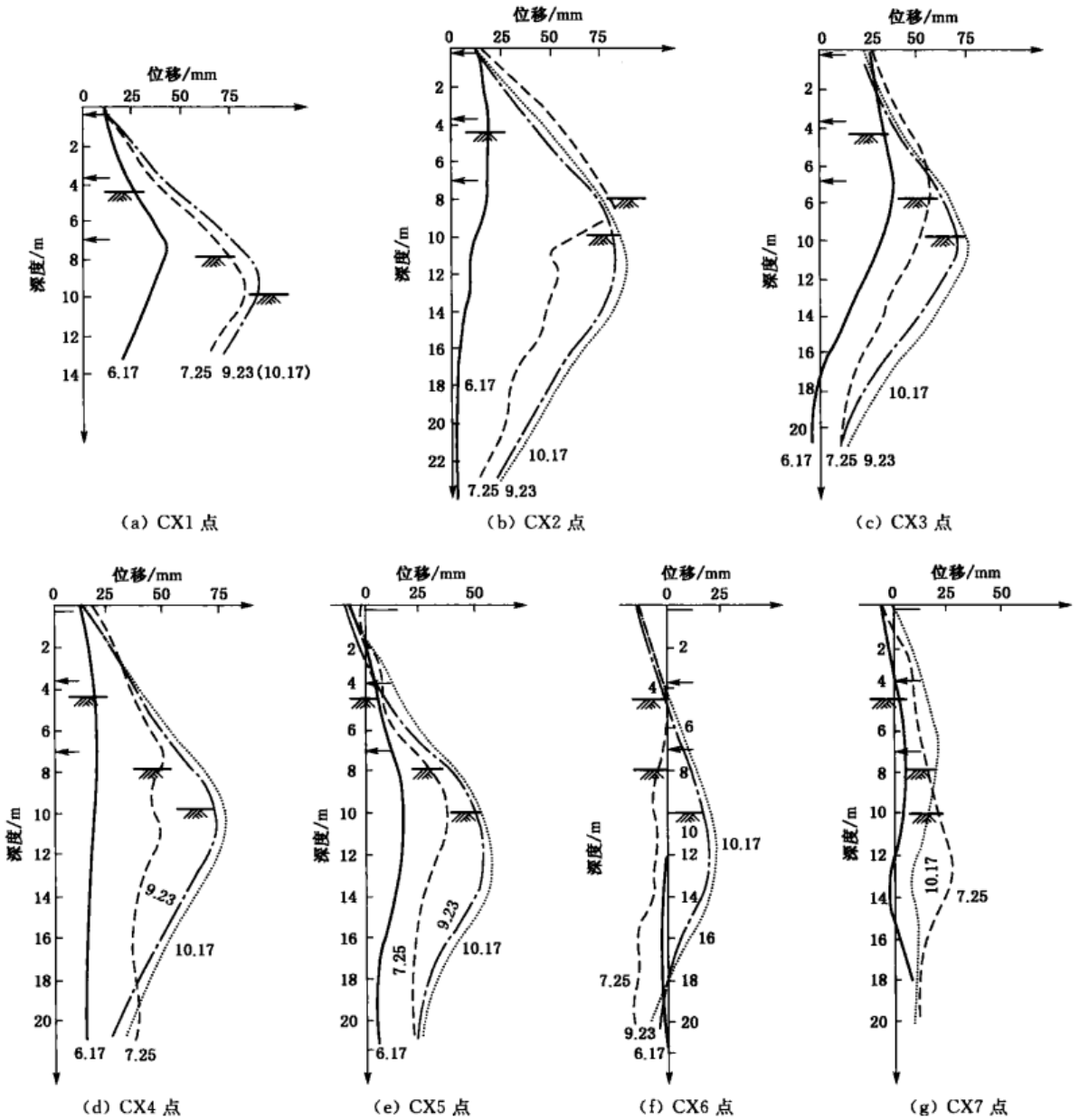


图 4-25 上海胜康廖氏大厦基坑连续墙实测位移和地面沉降

桩挡墙的调查，在 6 个挖深在 13.5～6.9 m 基坑工程中，最大水平位移 δ_h^t/H 在 0.15%～0.78%之间，而墙顶位移 δ_h^t/H 为 0.25%～0.35%。可见，地下连续墙和灌注桩的位移大小及变形形状没有什么差别。图 4-26 是天津港综合业务楼基坑灌注桩挡墙的实测位移曲线，这一软土中的基坑深 10.7 m，桩深 24 m，采用顶部一道钢筋混凝土环梁支撑，墙体变形曲线的最大位移也在坑底以下，挖至坑底时的 δ_h/H 约为 0.3%，在拆除支撑以后变形又进一步增加。

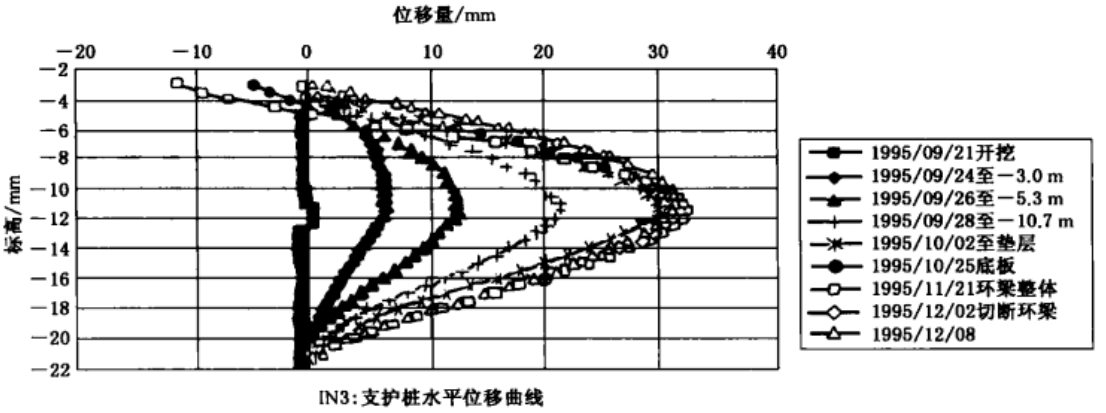


图 4-26　天津港综合业务楼基坑实测位移

对板式支护，墙体最大位移通常发生在坑底下 1～2 m 深度之内。

对水泥土围护墙，墙体一般呈整体移动趋势。当位移大时，特别是下卧层土质差时，底部位移量也发展，墙呈后仰状。图 4-27 为上海两个工程水泥土围墙的实测资料。

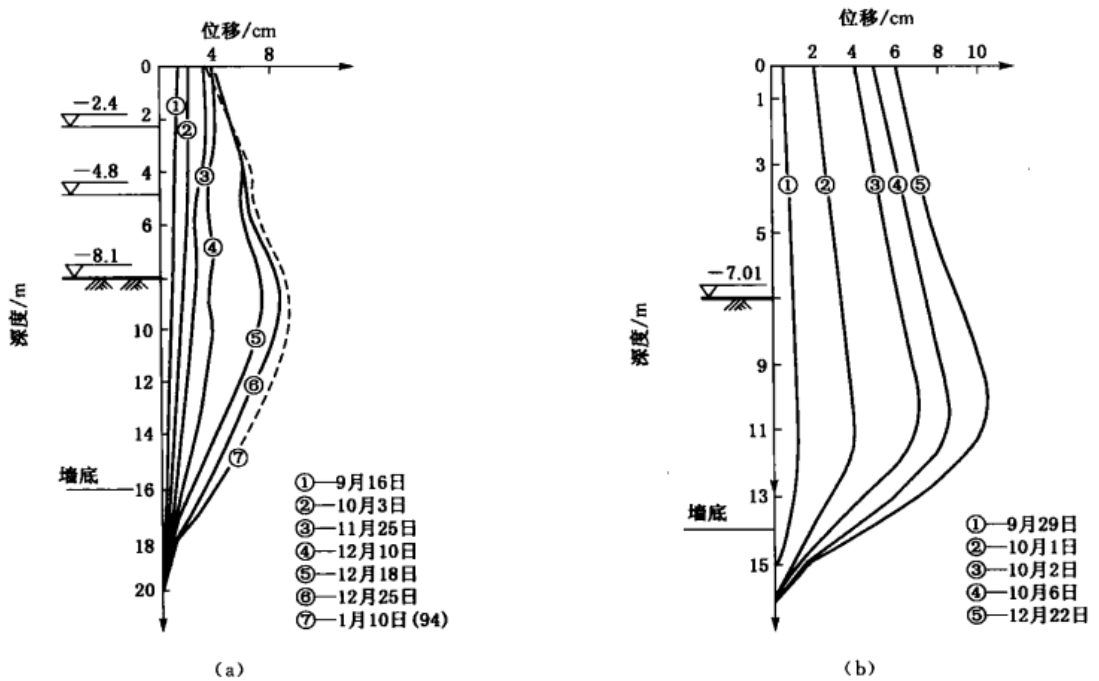
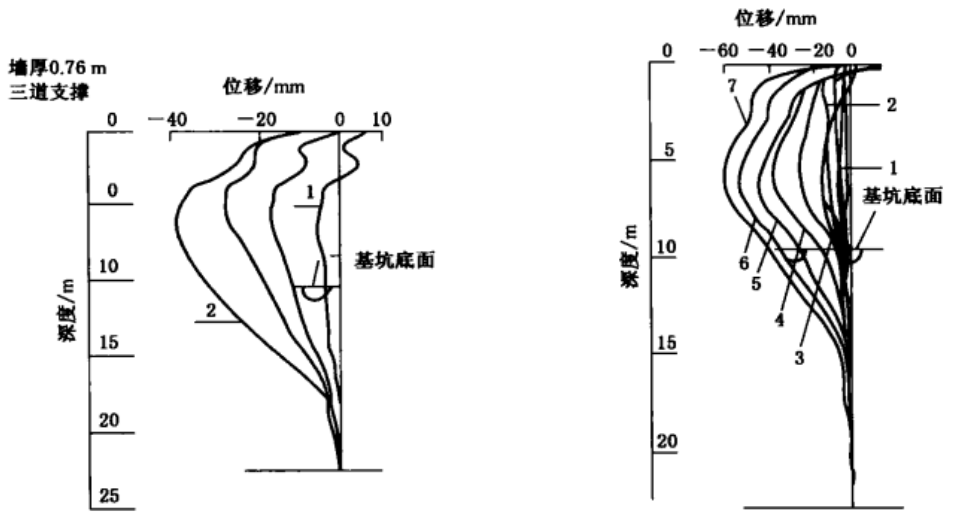


图 4-27　上海工程水泥土围护墙的实测位移

与软土基坑墙体的最大水平位移发生在底部不同，在中等结实黏土中的基坑围护墙体变形曲线形状则同砂土中相似，最大位移发生在坑深中部或中部靠下，图 4-28 是芝加哥地区黏土中两个基坑的实测位移结果，其中，一个为连续墙，坑深 10.7 m；另一个为挖孔桩，坑深 9.5 m。黏土的不排水抗剪强度 δ_v 值多在 70～150 MPa 之间，连续墙施工引起的水平位移约为 5～7 mm，总水平位移 δ_h/H 为 0.2%～0.4%。



(a) 地下连续墙　　(b) 挖孔桩

1—挖孔桩施工；2—挖至第一道支撑位置；3—挖至第二道支撑位置
4—挖至第二道支撑位置；5—挖至坑底；6—移去支撑

图 4-28　芝加哥地区两个基坑的实测位移

深基坑的稳定直接与支护结构体系的变形稳定以及基坑的工程地质、水文地质条件有关。基坑失稳的形态和原则是多种多样的，基坑失稳可分为两种主要的形态：

一种是因基坑土体的强度不足、地下水渗流作用而造成基坑失稳，包括基坑内外侧土体的整体滑动失稳；基坑底土因承载力不足而隆起；地层因承压水作用、管涌、渗漏，等等，导致基坑工程失稳破坏。

另一种是因支护结构(包括桩、墙、支撑系统等)的强度、刚度或稳定性不足引起支护结构系统破坏而造成基坑倒坍破坏。软土基坑侧墙的变形与抗隆起稳定性安全系数 K_L 直接相关。A·Mana 与 G·Clough 首先提出了这二者的联系，他们最早搜集的现场实测 δ_h/H 值与 K_L 的关系如图 4-29 和表 4-9，其中包括 10 个钢板桩围护基坑，1 个排桩式围护基坑(具体见图示)，除一例的土体平均不排水抗剪强度 S_u 为 66 kPa 外，其余均在 19～39 kPa 之间，这些土体主要是低塑和中塑的饱和软黏土。

抗隆起是板式支护体系设计与验算的主要内容。基坑支护体系的稳定性与基坑的变形是相互联系的整体。对于地下连续墙结构根据国内外的研究，基坑支护体系位移场与基坑隆起安全系数有如图 4-30 至图 4-32 的关系(图中安全系数采用抗剪强度指标峰值 0.7 计算)。以下方法可供预测时对比参考。

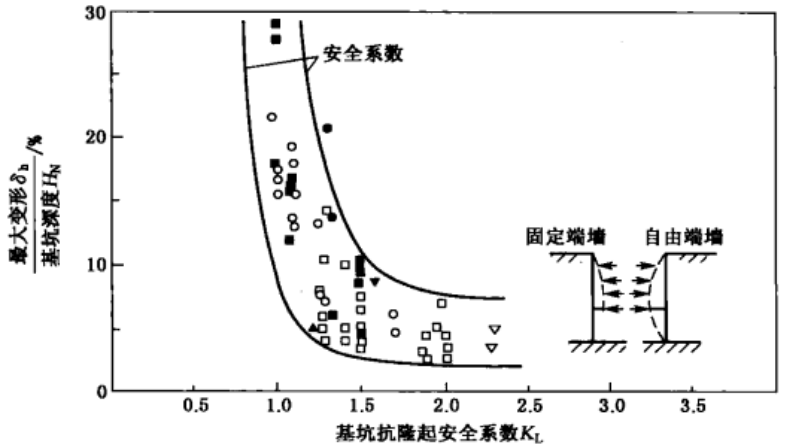


图 4-29　δ_h/H 与 K_L 关系图

表 4-9　　开挖土体的变形实测

序号	地　点	挡墙类型	嵌固条件	开挖深度/m	实测内容						
					S_u（平均值）/(t/m²)	塑限 W_p/%	含水量 W/%	灵敏度 S_t	抗隆起稳定性安全系数 K_L	变位/cm	
										δ_h	δ_v
1	美国旧金山加利福尼亚州	板桩	固定	13.5	3.5	15～40	45～60	4～8	1.3	19.3	15.2
2	美国旧金山加利福尼亚州	板桩	固定	14	3.5	15～40	45～60	4～8	1.3	15	14.4
3	美国旧金山加利福尼亚州	板桩	固定	14	3.5	15～40	45～60	4～8	1.3	10.2	—
4	美国旧金山加利福尼亚州	板桩	固定	9.1	2.4	35～60	55～90	4～8	1.3	3.8	—
5	美国旧金山加利福尼亚州	板桩	不固定	9.1	2.1	35～60	75～100	8～20	1.0	25.4	—
6	挪威奥斯陆	板桩	固定	11	2.5	15～30	20～45	2～6	1.0	23.5	23.3
7	挪威奥斯陆	板桩	固定	11	3.0	10～35	20～45	2～6	1.1	14.2	14
8	挪威奥斯陆	板桩	不固定	9.2	3.0	10～35	20～45	3～7	1.3	18.5	11.6
9	波士顿马萨诸塞州	板桩	不固定	15.2	6.6	11	30	—	1.6	11.5	—
10	芝加哥伊里诺斯科	排桩	固定	13.4	1.9	10～20	20～40	—	1.2	8.9	8.0
11	Bowline Point N. Y.	板桩	固定	9.8	3.9	10～40	35～65	4～8	2.4	5.1	—

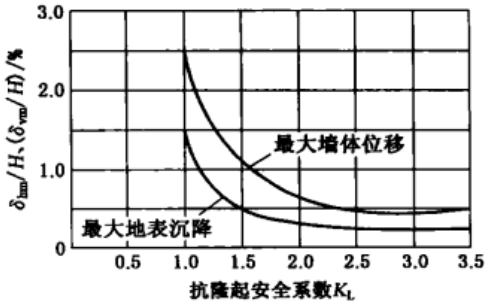


图 4-30 地表沉降和墙体位移与基坑隆起安全系数的关系图

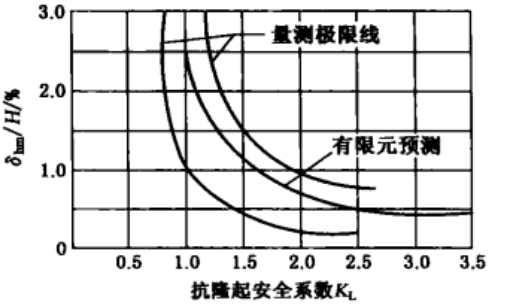


图 4-31 墙体位移计算值和量测值与基坑隆起安全系数的关系图

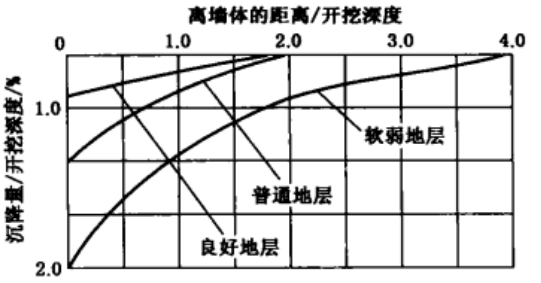


图 4-32 地表沉降与开挖深度的关系图

地下连续墙围护基坑，预估坑外地表沉降的经验公式，施工阶段坑外地表最大沉降量δ_{vm}，按下式估算：

$$\delta_{vm} = \alpha h_0 + \Delta\delta_{vm}$$

式中 α——基坑抗隆起安全系数的函数，由图 4-33 查得（图中安全系数采用抗剪强度指标峰值 0.7 计算）；

h_0——基坑开挖深度；

$\Delta\delta_{vm}$——非正常因素导致的附加沉降量，由无支撑暴露时间和变形速率确定。正常施工时，无支撑暴露时间一般对钢筋混凝土支撑取 48 h；钢支撑取 24 h。基坑开挖深度小于 10 m 时变形速率不大于 1～2 mm/d，大于 10 m 时，不大于 2～2.5 mm/d。

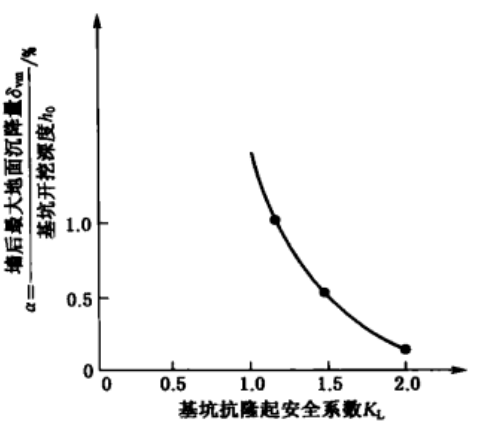


图 4-33 地表最大沉降与基坑抗隆起安全系数的关系图

后期坑外地表沉降（即底板浇筑 28 h 后的沉降值），根据沉降曲线按图 4-31 推算。

沉降曲线为双曲线时

$$\delta_t = \frac{\delta_{vm}}{1 + \frac{\alpha}{t}}$$

沉降曲线为指数曲线时　　$\delta_t = \delta_{vm}(1 - e^{\beta t})$

上述两式中的 α，β 值取决于工程地质条件和施工条件，可按实测沉降和历时的变化值，用最小二乘法回归确定。

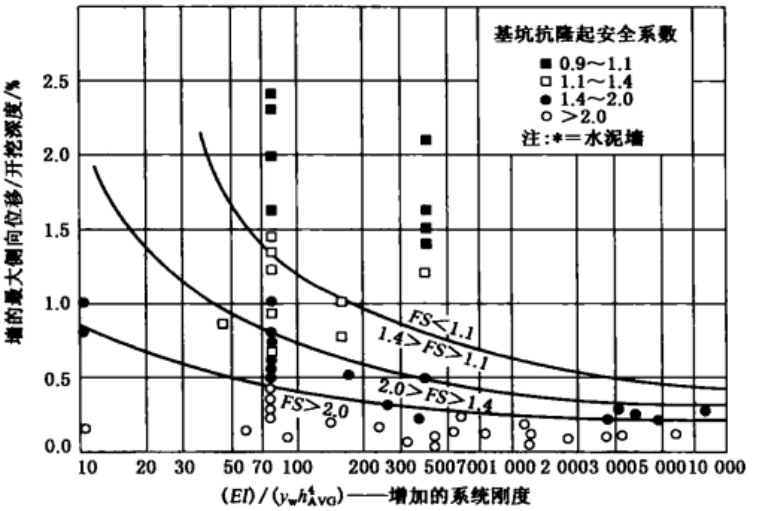


图 4-34

图 4-34 收集的是国外数据，其中有许多连续墙基坑的 δ_h/H 值小于 0.15%。上海软土地区一些连续墙工程的 δ_h/H 值也有小于 0.15%甚至到 0.1%的。图 4-35 给出上海 12 个软土基坑的 δ_h/H 值及其相应的抗隆起安全系数，虽然所用的安全系数计算公式与上面所说的不同，但总体上反映了与 Mana 和 Clough 所提出的同样关系。

柱列式灌注桩挡墙的弯曲刚度与连续墙相当，二者在基坑的变形问题上应该具有同样的规律。

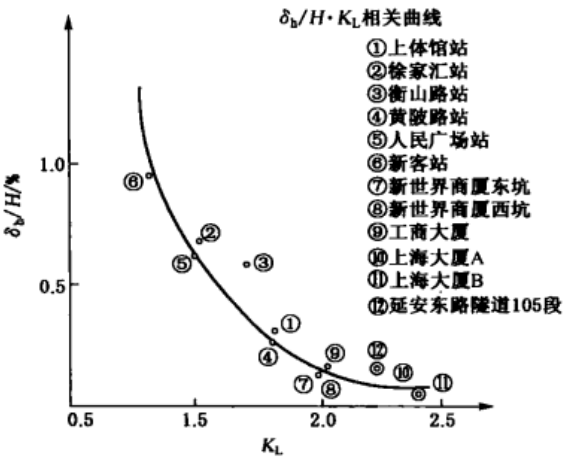


图 4-35　上海软土 12 个基坑调查分析曲线

3. 锚杆桩、墙支护

土层锚杆简称土锚，用作基坑围护工程已近 50 多年，它一端与围护墙连接，另一端锚固在稳定地层中，使作用在围护结构上的水土压力，通过自由段传递到锚固段，再由锚固端将锚杆拉力传递到稳定地层中去。因此，土层锚杆支护是土层—挡墙—土锚三者的相互作用体系，有关设计、施工、应用及测试都应从“相互作用”体系这一概念出发。

作用在桩、墙支护结构上的水土压力可以从坑外设置土层锚杆的形式维持其平衡。由于土层锚杆设置在围护墙的背后，为挖土结构施工创造了空间，有利于提高施工工效和工程质量。但土层锚杆支护受到地层条件和环境条件的限制，主要指传力土层的地质条件，使锚杆能有效地传递水土压力，以及锚杆有可能超过地面用地红线。

用锚杆代替内支撑作为桩墙围护结构的支承时，基坑侧墙与地表的变形特征与内支撑的情况大体相同，但最大变形值会有减小，这是由于锚杆的预加应力值一般要比内支撑大得多，通常，为设计内力的 30%～50%（软土中有时可到 70%），而锚杆则可达 70%～100%。此外，设置锚杆时所需的超挖深度较小，其竖向间距也往往比支撑小，这些均对减少变形起到很有利的作用。可是如果锚固端出现较大的滑移变形（锚固安全系数不足或土体界面黏结性能不强），整个支护及地层也会发生很大变形。当锚杆倾角较大时，墙顶沉降会增加很多。土层锚杆的倾角指锚杆轴线方向与水平方向的夹角，该角越小对围护墙的支护作用越明显，土锚杆的抗拔承载力越能得到充分发挥。但角度太小，钻孔、锚杆插入及注浆都比较困难，通常采用 15°～35°土层锚杆倾角的选择，应根据锚固段所处的地层、周围的地下管线、电缆、道路位置及施工设备、操作工人的熟练程度选择合适的倾角。同一排锚杆可以采用不同的倾角，这样，可以避开锚固段的相互影响，消除“群锚效应”，使更大范围的稳定地层能参与工作。

表 4-10、表 4-11 是国内几项基坑工程采用锚杆支护的变形实测记录。无地下水的一般砂、黏土中，墙体变形均较小，软黏土中的变形则较大，而这又与施工工序及施工方法和土方开挖顺序等有关。

表 4-10　　深基坑锚杆支护变形实测一览表

序号	工程名称	土层情况	围护结构	锚　杆	H/m	δ_v/H	δ_h/H
1	北京穆斯林大厦	粉砂、粉黏土、细砂	连续墙	单排（钢绞线）	9	0.09%	0.07%
2	北京西直门地铁车站	粉黏土	H 型钢桩	单排（双根螺纹钢筋）	16		0.063%
3	天津百货大楼	粉黏土、地下水	连续墙	4 排	13.5～16		0.47%（平均 0.33%）
4	天津邮电通信网中心	粉黏土、地下水	灌注桩	2 排	9.3		1.15%（平均 0.69%）
5	天津万科中心	粉黏土、淤泥质土、地下水	H 型钢桩	2 排	9.6		1.07%（平均 0.74%）
6	天津华信商厦	粉黏土、地下水	连续墙	1 排	9.0		1.17%（平均 0.8%）
7	北京中国银行营业办公楼	中细砂、卵石	灌注桩	1 排	≈15		0.047%
8	镇江国贸大厦	粉黏土、地下水	灌注桩	2 排	12.4		桩顶 0.08%～0.4%

注：表中 δ_h—墙体最大水平变形；δ_v—地面最大沉降。

表 4-11　　上海土层锚杆支护基坑一览表

序号	工程名称	完成时间	锚杆长度/m	使用荷载/kN	开挖深度/m	层数	支护结构	基坑位移/mm
1	国康路	1968-03	10.0+6.0	300（极限）		1	试验坑	
2	爱建公寓 4 号	1987-07	13.0+4.5	180	6.55	1	拉森板桩	<20

续表

序号	工程名称	完成时间	锚杆长度/m	使用荷载/kN	开挖深度/m	层数	支护结构	基坑位移/mm
3	太平洋饭店	1987-02	30～35	500～600	12.55	4	RC板桩	150～200
4	展览北馆	1987-10	32.5～51.0	470	6.50	1	钢板桩	
5	良友商厦	1992	10+6.0	220	6.20	1	灌注桩	50
6	惠通大厦	1993-05	17～18	250	6.80	1	灌注桩	20～30
7	贸易信息中心	1993-07	20.0	140	6.70	1	灌注桩	≤30
8	展览中心	1994	20.0	140	5.00	1	钢板桩	
9	内外联大厦	1994	20.0	120	5.00	1	钢板桩	
10	二纺机金桥分厂	1994	20.0	140	5.10	1	钢板桩	40

4. 土钉支护

钻孔注浆型土钉在构造上与沿全长注浆黏结的非预应力锚杆相同，国内最早称这种土钉支护为喷锚网支护。土钉以群体起作用，主要用于从上到下分层开挖土体时加固现场边坡原位土，其布置方向大体与开挖引起的边坡土体主拉应变方向平行，所以，接近水平。20世纪70年代初，国际上出现土钉支护技术，一些国家在开始时都是独立提出这种技术并加以发展，因而有不同的名称。将喷锚网支护技术应用于基坑工程是我国工程技术人员的创造。现在国际上将这种支护称为土钉支护或土钉墙。

从整体上看土钉墙有些类似于加筋土挡土墙，但又与加筋土挡土墙有所不同。首先，土钉是一种原位土加筋加固技术，土钉体的设置过程较大限度地减小了对土体的扰动；其次，从施工角度上讲，土钉墙是随着从上到下的土方开挖过程而将土钉体设置到土体中，可以与挖方同步施工。

土钉支护可适用于有一定胶结能力和密实程度的砂土、粉土、砾石土、素填土、较硬的黏性土以及风化层等。除非采用专门的措施和掌握专门的技术，在松散砂土(标准贯入击数 $N<10$ 或颗粒不均匀系数 $d_{60}/d_{10}<2$)、黏性土(塑性指数 $I_p>20$、液性指数 $I_L>0.75$、或无侧限抗压强度小于50 kPa)以及淤泥质土和淤泥中不宜采用。

土钉支护适用于临时性支护，但土钉支护也可用于永久性工程，国外用于铁路边坡的永久性土钉支护最高达28 m，用于基坑的土钉支护最深达21 m。国内在直立基坑工程中完成的土钉支护，其深度也已达到了21 m。

土钉支护的面层变形曲线和地表沉降曲线形状与撑锚桩墙支护完全不同。随着向下开挖，土钉支护的面层绕底部向坑内倾斜，最大水平位移和沉降都发生在坑壁顶部，与一般重力式挡土墙的变形情况类似。据国外的大量统计资料，有 $\delta_v \approx \delta_h$(或 δ_v 稍小于 δ_h)。δ_h/N 值一般在0.08%～0.2%之间，很少超过0.3%～0.4%。国内已建工程的量测数据也与此相同，砂土中的工程比较容易控制在0.1%以内，一般黏性土中则稍大，这与土钉支护多用于地下水位以上的良好地层以及施工过程中能及时支护有关。

5. 预应力土层锚杆的设计

应符合下列规定：

(1) 土层锚杆锚固段不宜设置在未经处理的软弱土层、不稳定土层和不良地质地段。

(2) 锚杆锚固体上、下排间距不宜小于 2.5 m，水平方向间距不宜小于 1.5 m。锚杆锚固段上覆土层厚度不宜小于 4.0 m，锚杆的倾角宜为 15°～35°。

(3) 锚杆杆体材料宜选用钢铰线或热轧带肋钢筋，当锚杆抗拔极限承载力小于 500 kN时，可采用Ⅱ级或Ⅲ级钢筋。

(4) 锚杆预应力筋的截面面积按下式确定：

$$A \geqslant \frac{1.35N_t}{\gamma_p f_{pt}}$$

式中 N_t——荷载效应标准组合下，单根锚杆所承受的拉力值；

γ_p——张拉应力控制系数，对热处理钢筋取 0.65，对钢铰线取 0.75；

f_{pt}——钢筋、钢铰线强度设计值。

(5) 锚杆锚固段有效计算长度应置于最危险滑动面以外，且自由段长度不得少于 5 m。

(6) 锚杆轴向拉力特征值应按土层锚杆试验确定。

(7) 锚杆应在锚固体和外锚头强度达到 15.0 MPa 以上后逐根进行张拉锁定，张拉荷载为设计轴向拉力的 1.05～1.1 倍，稳定 5～10 min 后，退至锁定荷载锁定。锚杆锁定拉力可取锚杆最大轴向拉力值的 0.7～0.85 倍。

6. 支护结构的内支撑

必须采用稳定的结构体系和可靠的连接构造以及具有足够的刚度。

支护结构的内支撑系统，根据其布置形式，可视作平面杆件系统，考虑与支护桩、墙节点处的变形协调条件，计算其内力与变形。

支护结构的构造应符合下列要求：

(1) 现浇钢筋混凝土支护结构的混凝土强度等级不得低于 C20。

(2) 桩、墙式支护结构的顶部应设置圈梁，其宽度应大于桩、墙的厚度。桩、墙顶嵌入圈梁的深度不宜小于 50 mm，桩、墙内竖向钢筋锚入圈梁内的长度宜按受拉锚固要求确定。

(3) 支撑和腰梁的纵向钢筋直径不宜小于 16 mm，箍筋直径不应小于 8 mm。

考虑锚杆群锚效应规定了锚杆上下、水平锚固体的最小距离。这里指的是锚固体间距而不是锚杆布置时的间距，当锚杆布置时的间距较小时，可考虑调整锚杆角度等方法确保锚固体的最小间距。

从施工方便和经济性考虑采用Ⅱ级、Ⅲ级螺纹钢筋或钢绞线。

保证锚杆自由段长度是为了施加预应力并防止预应力过大损失的需要。锚杆锚固段长度 L_a 应由基本试验确定。

柱列式或板墙式支护结构，墙体厚度通常较小，而且在水平方向往往是不连续的，必须靠支撑结构才能建立起整体刚度。此外，挡土结构所受的外力作用也不同于其他结构，除了场地的岩土工程性质外，还受到环境条件、施工方法、时空效应等诸多因素的影响。支撑结构的设计必须适应上述的特殊情况采用稳定的结构体系，连接构造必须确保传力和变形协调的可靠性。通常采用多次超静定结构形式，其目的是即使局部构件失效也不致影响整个支撑结构的稳定。

平面支撑体系可以直接支撑两端围护墙上所受到的部分侧压力，且构造简单，受力明确，适用范围较广。但当构件长度较大时，应考虑弹性压缩对基坑位移的影响。此外，当基坑两侧的水平作用力相差悬殊时，支护结构计算模型的边界条件应与支护结构的实际位移条件相符合。

当必须利用支撑结构构件兼作施工平台或栈桥时，除应满足本章有关规定外，尚应满足作业平台（或栈桥）结构的强度和变形要求。

在目前条件下，国内大多数基坑支护结构的内力和变形都采用平面杆系模型进行计算。在这种情况下，通常把支撑结构视为平面框架，即将支撑结构从支护结构中截离出来，在截离处加上相应的支护结构内力，以及作用在支撑上的其他荷载，用平面杆系模型进行分析。

支撑构件截面的抗压、抗弯及抗剪等承载力设计应根据所选择的构件材料，按相应的结构设计规范执行，采用相应的荷载分项系数。支撑构件的内力主要是由作为永久荷载对待的水、土压力及构件自重引起的，可变荷载对内力的影响通常很小。

4.8 现场监测与信息化施工

1. 现场监测

从各种基坑工程事故的分析中，我们可以得出这样一个结论，那就是任何一起基坑工程事故，无一例外地与监测工作不力直接有关。换言之，如果基坑工程的环境监测与险情预报及时而准确，就可以防止基坑重大事故的发生，或者说，可以将事故所造成的损失减少到最小，因此，施工过程中的现场监测与信息化施工是基坑工程中不可缺少的组成部分。监测的内容除检查基坑渗漏、周围地表超载、地表开裂以及观察气温、降雨等气象变化并及时采取相应对策外，主要是指对下列项目的连续量测。

（1）基坑周围的地层位移（地面沉降、水平位移与坑底隆起等）。

（2）支护结构（包括支撑立柱）的水平垂直位移。

（3）地下水位变化，以及周围已有建筑物和地面、地下工程设施的变形（水平位移与沉降、倾斜）及其工作状态变化。

为了做好真实的现场观测，在施工以前，必须设置好观测点和水准基点及变形观察点，并对这些周边建筑物和设施的现状作仔细的勘查和记录。

精密水准仪和精密经纬仪（精度 1″）是必备的观测仪器，可用来测量基坑围护结构的竖向和水平位移并据此算出地表或建筑物的倾斜度。地面沉降或基坑侧墙的水平变位也可用设置钻孔的方法将深处的孔底作为不动点。然后将测杆或钢筋固定在不动点上，与一般收敛计的用法相同；不动点的位置必须足够深，否则测得的就不只是位移值的全部。

例如，杭州凯悦大酒店曾介绍全套监测与信息化施工资料，该酒店宾馆部分设三层地下室，基坑开挖深度约 14.3 m，地下室平面尺寸最大边长约 162 m，最小边长达 98 m，其形状接近梯形，基坑平面面积约 17 700 m^2。工程开挖影响范围的土层以粉土和淤泥质土为主，施工过程中对地下连续墙的侧向位移、墙身应力、墙背水土压力及基坑周围地表沉降等进行监测，其实测成果见图 4-36 至图 4-39。

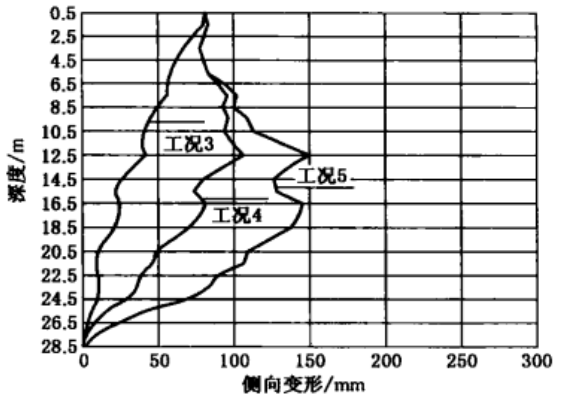


图 4-36 CX3 测点各工况地下墙图沿深度实测侧向位移图面

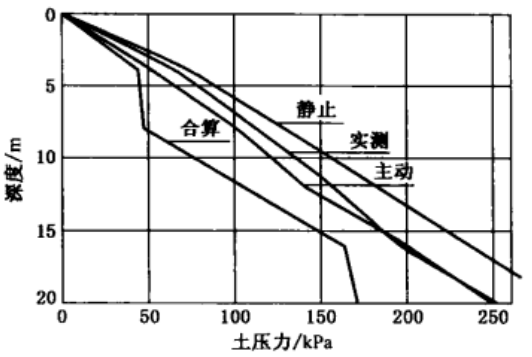


图 4-37 地下墙实测土压力与理论分析对比图

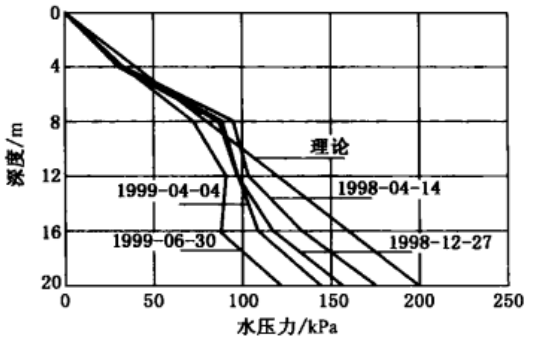


图 4-38 基坑开挖过程实图测水压力变化图

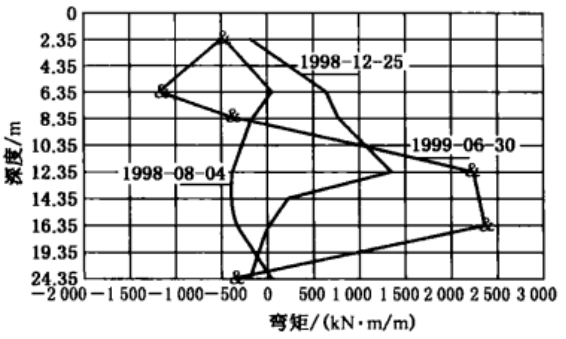


图 4-39 地下墙墙身弯矩分布图

从图 4-36 实测最大侧向变形约 15 cm，该图表明，逆作施工从±0.00 层至地下一层楼板施工结束后，实测地下连续墙的最大侧向变形约 8 cm，其位置在桩顶；地下二层楼板施工结束后，实测地下连续墙的最大侧向变形约 10.6 cm；全部地下室施工结束后，地下连续墙的最大侧向变形发展到 15 cm，即 $\delta/H=1.05\%$，其最大变形处的竖向位置在地表以下 12.5 m 处。

从图 4-38 给出实测水压力的变化情况，并同时给出了静水压力，从图 4-37 可以看出，随着基坑开挖深度的不断增加，作用于地下连续墙全深度的水压力不断减小，且均小于静止水压力。由此可见，在按水土分算原则计算土压力时，水压力计算必须考虑基坑渗流作用的影响，如果在主动土压力计算时不考虑渗流作用而直接采用静水压力，则计算结果将大大超过实测值。

图 4-39 给出了测点 $T2$ 的实测地下连续墙墙身弯矩分布及发展图。该图表明，地下一层施工结束后，作用于地下连续墙上的弯矩基本为负值，墙身以迎土面受拉为主；随着开挖的进行，墙身中间部位的弯矩由负转正并不断发展，最大弯矩位于相应工况的坑底附近，基础底板基本施工结束后，墙身最大弯矩达到 2 300 kN·m/m 左右，迎坑面的钢筋拉应力达到 245 MPa。图中同时给出了理论计算的最后工况墙身弯矩分布曲线，显然实测值大大超过计算值。

以上结果与地下连续墙的侧向变形分布及发展是一致的，结合图 4-36 的变形曲线可以看到，地下一层施工结束后，由于悬臂开挖阶段产生了较大的变形，因而工况三的变形曲线形状仍由悬臂阶段控制，顶部大下部小，相应墙身应力也基本为墙背受拉；随着深层变形的发展，墙背拉应力逐渐减少、迎坑面一侧拉应力不断增加，这表明作用于墙身的正弯矩不断发展。

以上实例是通过现场监测取得了大量的实测数据，并在软土地区采用逆作法施工，取得了成功的典例，而且也是逆作法施工取得监测成果较多的一个项目，当前在地下基坑施工中不重视监测手段的工程为数较多，使不少工程无法跟踪监测与信息化施工来检测效果。

沉降和软土基坑的隆起测定还有专门的分层沉降仪，但是采用钻孔的办法，在开挖前先在不同钻深的孔底上埋置测点并用水准仪的测点量得初始高程，也可获得开挖后的分层沉降或坑底隆起数据。

用经纬仪一般只能测出坑壁顶部的水平位移，对于多道支承的基坑围护结构来说，顶部水平位移值往往较小而且变化不大，而墙体的最大水平位移发生在下部，所以，重要的工程应该采用测斜仪来量测支护的水平位移；测斜管一般置于墙体背侧，有时就置于墙体混凝土之中，但后者不能获得墙体施工（挖孔或成槽）过程中引起的位移。利用固定经纬仪的办法可以测量墙体顶部与下部之间的位移差，并据此估计下部墙体的水平位移，问题在于开挖到下部墙体时，该处墙身已经发生了变形，所以只能获得位移的发展信息而得不到其绝对值。基坑围护墙体顶部的竖向沉降也往往很小，地表最大沉降的位置要离开墙顶一段距离，对多道撑锚的基坑来说，单纯依靠坑壁顶部位移的测量很有可能发现不了什么问题。

支撑的轴力和锚杆的拉力最好也有选择地进行量测。地下水位监测比较简单，可设监测孔，埋置带滤料的套管。

为获得可靠数据，必须牢固设置测点，正确选定测点和基准点的位置以及注意温度变化等环境影响。根据工程的重要性和被保护的周边建筑设施的安全要求，应事先对量测的项目提出警戒值。

基坑工程的现场监测既是检验设计正确性和发展理论的重要手段，又是及时指导正确施工、避免事故发展的必要措施。基坑工程的现场监测与信息化施工是指基坑在开挖开始前到开挖过程直到基坑施工完成的全过程，用各类仪器设备对土体和支护结构的位移、倾斜、沉降、基底隆起等进行综合监测。及时捕捉大量的岩土性状的信息，再同勘察、设计事先预期的目标进行对比，可以科学地总结采用深基坑施工的经验，对施工过程中可能出现的险情进行及时地预报和超前排除。当有异常情况可立即采取必要的工程措施，将问题抑制在萌芽状态，以确保工程的安全。所以说，现场监测与信息化施工是深基坑施工的必要手段。

2. 土钉抗拔试验要点

（1）土钉抗拔试验应在注浆固结体强度达到 10 MPa 或达到设计强度等级的 70%后进行。

（2）在土钉墙面层上进行试验时，试验土钉应与喷射混凝土面层分离。

（3）土钉试验时应分级加载。每级加载增量宜取最大试验荷载的 1/8～1/12。

(4) 确定土钉极限抗拔力的试验应以预估破坏荷载作为最大试验荷载。

(5) 最大试验荷载下的土钉杆体应力不应超过其强度标准值的0.8倍。

(6) 土钉抗拔力试验可采用逐级加载试验方法,加载等级和锚头位移测读间隔应按表4-12确定。

表4-12 逐级加载试验加载等级与土钉头位移测读间隔

测读间隔/min		5	5	5	5	5	10
加载量与最大试验荷载的百分比/%	初始荷载	—	—	—	—	—	10
	加 载	10	50	70	80	90	100
	卸 载	10	20	50	80	90	—

(7) 在每级加、卸载观测时间内,测读锚头位移不应少于3次;当锚头位移增量不大于0.1 mm时,可施加下一级荷载;当锚头位移增量大于0.1 mm时,应在锚头位移增量2 h内小于2.0 mm时,再施加下一级荷载。

(8) 土钉试验时,遇下列情况之一时,应终止继续加载:

① 从第二次循环开始,后一级荷载产生的锚头位移增量达到或超过前一级荷载产生位移增量的2倍;

② 土钉头位移不收敛;

③ 土钉杆体破坏。

(9) 试验时应绘制土钉的荷载-位移(Q-s)曲线。

(10) 土钉试验用于确定极限抗拔力时,应符合下列规定:

① 土钉极限抗拔力,在最大试验荷载下出现终止继续加载情况时,应取最大试验荷载的前一级荷载;未出现时,应取最大试验荷载。

② 参加统计的试验土钉,当满足其级差不超过平均值的30%时,土钉极限抗拔力可取其平均值;当级差超过平均值的30%时,宜增加试验土钉数量,并应根据级差过大的原因,按实际情况重新进行统计后确定土钉极限抗拔力。

(11) 将土钉极限承载力除以2,即为土钉抗拔承载力特征值R_t。

3. 土层预应力锚杆试验要点

(1) 试验锚杆不应少于3根,用作试验的锚杆参数、材料及施工工艺应与工程锚杆相同。

(2) 最大试验荷载Q_{max}所产生的应力不应超过钢丝、钢绞线、钢筋强度标准值的0.8倍。

(3) 黏性土层锚杆试验加载等级与测读锚头位移应遵守下列规定:

① 采用循环加载,初始荷载宜取$A \cdot f_{ptk}$的0.1倍,每级加载增量取$A \cdot f_{ptk}$的1/10～1/15。

② 砂土、黏性土层锚杆加载等级与观测时间应符合表4-13的规定。

③ 在每级加载观测时间内,测读锚头位移不应少于3次。

④ 在每级加载观测时间内,当锚头位移增量不大于0.1 mm时,可施加下一级荷载;不满足时应在锚头位移增量2 h以内小于2 mm时,再施加下一级荷载。

表 4-13　　砂土、黏性土层锚杆试验加载等级与锚头位移测读时间

测读时间间隔/min / 每次循环累计加载量（$A \cdot f_{ptk}\%$） / 循环加载次数	加载段				卸载段		
	5	5	5	10	5	5	5
初始荷载	—	—	—	10	—	—	—
第一循环	10	—	—	30	—	—	10
第二循环	10	20	30	40	30	20	10
第三循环	10	30	40	50	40	30	10
第四循环	10	30	50	60	50	30	10
第五循环	10	30	50	70	50	30	10
第六循环	10	30	60	80	60	30	10

（4）锚杆试验所得的总弹性位移应超过自由段长度理论弹性伸长量的 80%，且应小于自由段长度与 1/2 锚固段长度之和的理论弹性伸长量。

（5）锚杆试验终止条件应符合下列规定：

① 后一级荷载产生的锚头位移增量达到或超过前一级荷载产生位移增量的 2 倍；

② 某级荷载下锚头总位移不收敛；

③ 锚头总位移超过设计允许位移值。

（6）试验报告应绘制锚杆荷载-位移（Q-s）曲线；锚杆荷载-弹性位移（Q-s_e）曲线；锚杆荷载-塑性位移（Q-s_p）曲线。

（7）锚杆的极限承载力应取终止试验荷载的前一级荷载的 95%。

参加统计的试验锚杆，当满足其极差不超过平均值的 30%时，可取其平均值为锚杆极限承载力。极差超过平均值的 30%时，宜增加试验量并分析离差过大的原因，结合工程具体情况确定极限承载力。

（8）将锚杆极限承载力除以安全系数 2，即为锚杆抗拔承载力特征值 R_t。

5　边坡挡墙支护设计与计算

当现场建筑场地开阔，地基土质又较好，地下水位又很低（低于基坑开挖底面 1～1.5 m），新建基坑四周又无重要的建筑物，在这种环境条件下，可以不采用第 4 章所述的深基坑的各类复杂的支护方法。基坑可以采用挡土墙与放坡开挖结合的方案（见图 5-1），这可以大大简化施工支护程序，节省工程造价，又加快施工进度。

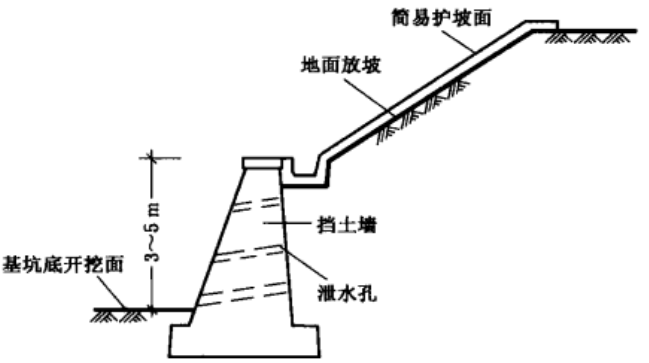


图 5-1　基坑边坡挡土墙与放坡支护

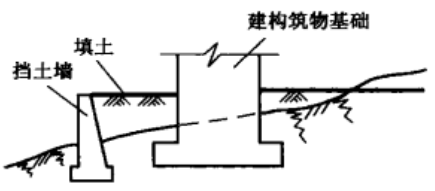
另外，我国大量的地质灾害治理也必须采用边坡挡土墙的支护工程。一般在下列情况下应该设计挡土墙支护：

（1）在建筑、铁路、公路、桥梁以及水利等工程建设中，当场地条件不容许土体以其自然稳定坡角来维持自身的稳定时，为了防止土体的坍塌和滑动，必须设置挡土结构以支承和维持土体的稳定与平衡。如常见的挡土墙、地下室外墙、桥台、涵洞和隧道衬砌，以及高层建筑深基坑开挖所必须的支挡结构等。

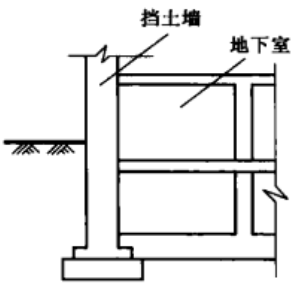
（2）挡土墙在工业与民用建筑、水利工程、铁道工程、桥梁、港口及航道等建筑工程中被广泛应用。如支挡建筑物周围填土的挡土墙、房屋地下室的侧墙、桥台、堆放散粒材料的挡墙、山区公路挡土墙、填方区用的挡土墙。

支挡结构类型很多，现以最常用的重力式挡土墙为例，如图 5-2 所示，说明一下它的各部名称。

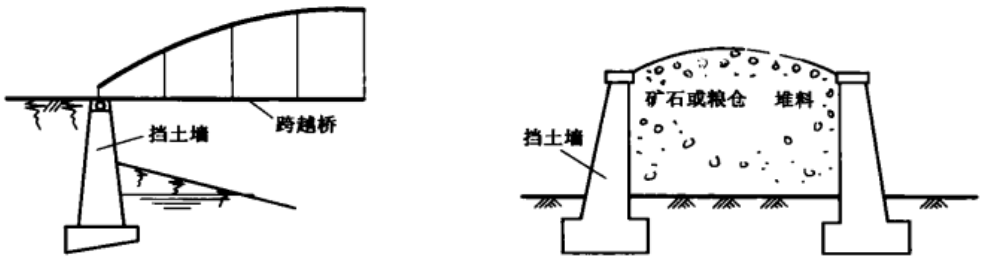
靠近回填土一侧称为墙背。而回填土墙的另一侧大部分暴露在外面的为墙面；墙的底面称为墙底；墙背与基底交线为墙踵；墙面与基底的交线为墙趾。墙面、墙背的倾斜度是指二者与竖直面之间的夹角。通常，工程中常用单位竖直高度及斜面相应水平投影长度之比，如墙背斜度为 $1:n$。



（a）建构筑物周围的挡墙



（b）地下室挡墙



(c) 桥台挡墙　　(d) 矿石或粮仓堆料挡墙

图 5-2　各种挡墙支护形式

墙背一侧较高的土体称为回填土。墙背后不论是回填土，还是未经扰动的土体或其他物料均称为回填土。墙臂填土表面的荷载称为超载。

挡墙支护的类型、特点及适用范围如下：

挡土墙是防止土体滑坍的构筑物，结构形式有很多种。挡土墙常用砖石、混凝土、钢筋混凝土等材料建成。按其结构特点，可分为石砌重力式、石砌衡重式、加筋土轻型式、混凝土半重力式、钢筋混凝土悬臂式和扶壁式、桩板式、锚杆式、锚定板式及垛式等类型。

在上述结构类型中，挡土墙主要的结构类型有：重力式、悬臂式、扶壁式和锚杆式挡土墙。其中重力式挡土墙最为常见。重力式挡土墙是靠自身重量来保持墙后土体和墙体本身的稳定性的一类挡土墙，主要由块石、条石砌筑而成。其适用范围，将取决于结构物所处地形，工程地质，水文地质，水文资料，建筑材料，结构用途，结构本身的特性，施工方法，技术经济条件及当地的经验等因素。

5.1　放坡开挖

1. 一般规定

(1) 放坡开挖施工工艺简单、工程造价低、施工期较短，在条件允许时应优先选用。其选用的必要条件是施工场地开阔，其次是土质较好(上海、浙江等地区也有在淤泥质土中放坡取得成功的例子)，地下水位较低，还应具备符合边坡稳定的充分条件。

(2) 当场地为杂填土、黏性土或粉性土，环境条件允许，降水后不会对相邻建筑物、道路及管线产生不利影响时，可采用放坡开挖。

(3) 当基坑不具备全深度放坡开挖条件时，若有条件上部可自然放坡或直立开挖，下部可设置其他支护体系。

(4) 放坡开挖需做好距坑边一定距离范围以外的地面水的截流和排水措施，防止雨水或其他水流流入边坡，同时，做好坑内排水，必要时可采取降水措施。

(5) 基坑深度较大时，可分级放坡开挖。

(6) 必要时，可对基坑放坡坡面采取保护处理措施。

(7) 基坑四周地面应采取抹砂浆、设排水沟等地面防护措施，防止雨水渗入。

(8) 坡面的保护处理一般可采用水泥抹面、铺塑料布或土工布、挂网喷水泥浆、喷射混凝土护面以及浆砌片石等，还可采取土钉墙、螺旋锚、喷锚以及在坡脚处堆砌草袋、土工织物砂土袋或砌筑砖石墙等措施。

(9) 基坑采用放坡开挖这不仅施工简便，而且比较经济。当开挖深度小于 5.0 m 的基坑(包括围护结构上部卸荷放坡)时，可采用放坡开挖(根据一些地区的经验确定的)。但放坡开挖需要一定的施工场地，并能确保土坡的稳定，才可考虑采用。一般情况下，放坡开挖需配置有效的井点降水措施。

(10) 深度超过 5.0 m 的基坑，在软土地区不能采用一次放坡，需要设置多级平台，需采用按平台分层开挖的方法，平台的宽度需根据土体的整体稳定性验算确定，一般要求设 1.5 m 宽平台，这是指最小的施工作业宽度。

(11) 软土地区的上部土层，通常，都具有含水量高、压缩性大、土的强度指标低，并且有流变等特性，且地下水位距地表仅 0.5～1.0 m。即使采用设计安全系数较大的边坡，也未必能完全避免土体的移动和地表变形，当土体的移动和地表变形的范围和幅度达到一定程度时，就会对周围环境产生严重影响。所以，在放坡开挖时，要充分重视软弱地层的特点，对每个放坡开挖的基坑工程，都应事先按其规模和复杂程度做好必要的勘察和环境调查，并对基坑稳定性和土体移动进行预测，根据理论分析和类似工程经验，制定周密的施工组织设计和环境保护措施，以及必要的应急措施，避免发生突然事故。

2. 放坡设计

自立边坡对永久性建构筑物挖方的边坡坡度可参考表 5-1，对土质边坡坡度可参考表 5-2，对岩石边坡坡度可参考表 5-3，来确定开挖放坡坡度及坡高。

表 5-1　　永久性建构筑物挖方的边坡坡度

项次	挖 土 性 质	边坡坡度
1	在天然湿度、层理均匀、不易膨胀的黏土、粉质黏土和砂土(不包括细砂、粉砂)内挖方深度不超过 3 m	1∶1.00～1∶1.25
2	土质同上，深度为 3～12 m	1∶1.25～1∶1.50
3	干燥地区内土质结构未经破坏的干燥黄土及类黄土，深度不超过 12 m	1∶0.10～1∶1.25
4	在碎石土和泥灰岩土的地方，深度不超过 12 m，根据土的性质、层理特性和挖方深度确定	1∶0.50～1∶1.50
5	在风化岩石的挖方，根据岩石性质、风化程度、层理特性和挖方深度确定	1∶0.20～1∶1.50
6	在微风化岩石内的挖方，岩石无裂缝且无倾向挖方坡脚的岩层	1∶0.10
7	在未风化的完整岩石内的挖方	直立的

表 5-2　　土质边坡坡度允许值

土的类别	密实度或状态	坡度容许值(高宽比)	
		坡高在 5 m 以内	坡高 5～10 m
碎石土	密 实	1∶0.35～1∶0.50	1∶0.50～1∶0.75
	中 密	1∶0.50～1∶0.75	1∶0.75～1∶1.00
	稍 密	1∶0.75～1∶1.00	1∶1.00～1∶1.25
粉性土	$S \leqslant 0.5$	1∶1.00～1∶1.25	1∶1.25～1∶1.50
粉质黏土	坚 硬	1∶0.75	—
	硬 塑	1∶1.00～1∶1.25	
	可 塑	1∶1.25～1∶1.50	

续表

土的类别	密实度或状态	坡度容许值(高宽比)	
		坡高在 5 m 以内	坡高 5～10 m
黏　土	坚　硬 硬　塑	1∶0.75～1∶1.00 1∶1.00～1∶1.25	1∶1.00～1∶1.25 1∶1.25～1∶1.50
花岗岩残积黏性土	—	1∶0.75～1∶1.10 1∶0.85～1∶1.25	—
杂填土	中密或密实的建筑垃圾	1∶0.475～1∶1.00	—
砂　土	—	1∶1.00(或自然休止角)	

注：表中碎石土的充填物为坚硬或硬塑状态的黏性土。

表 5-3　　岩石边坡坡度允许值

岩石类土	风化程度	坡度允许值(高宽比)		
		坡高在 8 m 以内	坡高 8～15 m	坡高 15～30 m
硬质岩石	微风化 中等风化 强风化	1∶0.10～1∶0.20 1∶0.20～1∶0.35 1∶0.35～1∶0.50	1∶0.20～1∶0.35 1∶0.35～1∶0.50 1∶0.50～1∶0.75	1∶0.30～1∶0.50) 1∶0.50～1∶0.75 1∶0.75～1∶1.00
软质岩石	微风化 中等风化 强风化	1∶0.35～1∶0.50 1∶0.50～1∶0.75 1∶0.75～1∶1.00	1∶0.50～1∶0.75 1∶0.75～1∶1.00 1∶1.00～1∶1.25	1∶0.75～1∶1.00 1∶1.00～1∶1.50

土坡直立开挖的临界深度可按下式确定，即

$$H_{cr}=\frac{2c}{\gamma}\tan\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right) \tag{5-1}$$

式中　γ——土体重度，kN/m³；

c——土的黏聚力，kPa；

φ——内摩擦角，(°)。

表 5-1 至表 5-3 是根据上海、浙江地区实践经验并结合国内有关规范值确定的，可供设计选用。但对非黏性土坡顶不得有振动荷载。因为，在振动荷载作用下，非黏性土暴露边坡的土质极易松动，甚至会引起局部或大部分坡面坍塌。因此，在采用上表时，一定要了解基坑周边的荷载条件。如有振动荷载时，应适当降低边坡高度。

土坡坡顶以下有重要管线时，整体稳定性抗力分项系数应适当增大。对深度大于 5m 的土质边坡，应分级放坡并设置过渡平台。

基坑边坡设计遇有下列情况之一时，应进行稳定性验算。

(1) 土质边坡应按条分法进行圆弧滑动面上的抗滑稳定验算。

(2) 土质边坡有软弱夹层时，宜按可能在夹层处滑动进行验算。

(3) 边坡岩层层面或主要结构面的倾斜方向与边坡开挖面的坡向一致，且二者走向的夹角小于 45°时，宜按可能沿层面或主要结构面滑动进行验算。

圆弧滑动面上的整体稳定性抗力分项系数，可用条分法(见图 5-3)按下式确定：

$$\gamma_{RS}=\frac{\sum c_i l_i+\sum(q_i b_i+G_i)\cos\alpha_i\tan\varphi_i}{\sum(q_i b_i+G_i)\sin\alpha_i} \tag{5-3}$$

式中 γ_{RS}——整体稳定性抗力分项系数，$\gamma_{RS}\geqslant 1.1\sim 1.2$；

c_i——第 i 土条滑动面上土的固结快剪抗剪强度指标标准值(黏聚力)，kPa；

φ_i——第 i 土条滑动面上土的固结快剪抗剪强度指标标准值(内摩擦角)，(°)；

l_i——第 i 土条弧长，m；

q_i——第 i 土条顶面的地面均布荷载，kPa；

b_i——第 i 土条宽度，m；

α_i——第 i 土条弧线中点切线与水平线夹角，(°)；

G_i——第 i 土条重量，kN/m。

在无渗流作用时，地下水位以上用土的天然重度计算，地下水位以下用土的有效重度计算。当有渗流作用时，对坑内外水位差之间的土，在计算滑动力矩时用饱和重度，计算抗滑力矩时用有效重度。

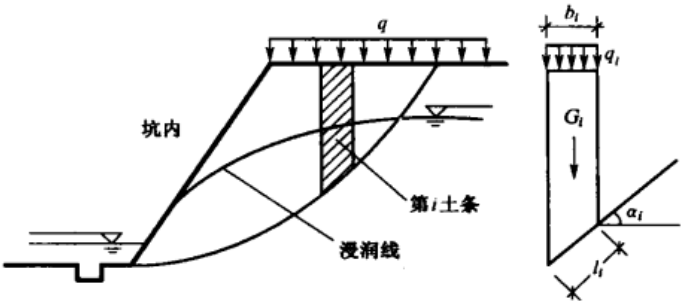


图 5-3 条分法计算简图

放坡开挖的边坡稳定采用圆弧滑动的简单条分法计算，计算方法见(式(5-2)和图(5-3))，但土坡稳定与水泥土围护墙情况不同，根据以往工程实践经验，规定的安全系数要求应高于上述的规定。用总应力法确定土的抗剪强度，采用固结快剪峰值指标，以及采用直剪快剪试验的峰值指标，其容许最小安全系数值，是经过上海地区为主的数十个码头、驳岸、桥、闸等工程边坡调查和验算，再加以分析而推荐的，见《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2010)条文中说明。

按简单条分法验算土坡整体稳定时，视圆弧内的土体为整体，且不考虑条间作用。分析渗透力的影响时，由于滑动面为圆弧，作用在滑动面上的水压力垂直于圆弧面指向圆心，因而不产生力矩。据理论分析，在计算滑动力矩时，对浸润线以下、下游水位以上(图 5-4A，B，C)范围部分土体用饱和重度；计算抗滑力矩时用浮重度，依此考虑渗透力影响的方法，即为替代重度法。对于下游水位以上、滑动面以上(见图 5-4)的 BCD 范围部分土体用浮重度；对于浸润线以上的滑动土体用天然重度。

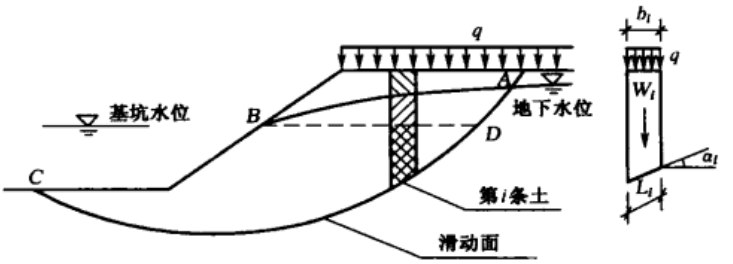


图 5-4 圆弧滑动面法计算简图

放坡开挖的基坑，设计和施工应符合下列要求：

(1) 边坡稳定性验算可采用简单条分法。对于正常固结土，可用总应力法确定土体的抗剪强度，采用固结快剪峰值指标。安全系数应根据土层性质和基坑规模等条件确定：一级基坑取 1.38～1.43；二、三级基坑取 1.25～1.30。快速卸荷的边坡验算，当采用直剪快剪试验的峰值指标时，安全系数可相应减小 20%。

(2) 采用简单条分法验算稳定性时，对于土层性质变化较大的土坡，应分别采用各土层的重度和抗剪强度。当含有可能出现流砂的土层时，宜采用井点降水或电渗排水措施，渗透力可采用替代重度法计算。

(3) 坡顶或坑边不宜堆土或堆载，遇有不可避免的附加荷载时，稳定性验算应计入附加荷载的影响。

(4) 土方开挖应在降水达到要求后，采用分层开挖的方式施工，分层厚度不宜超过 2.5m。

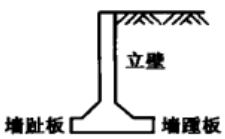
(5) 土质较差且施工期较长的基坑，边坡宜采用钢丝网水泥喷浆或高分子聚合材料覆盖等措施进行护坡。

(6) 放坡开挖应采取有效措施降低坑内水位和排除地表水，严禁地表水或基坑排出的水倒流回渗入基坑。

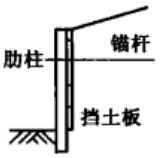
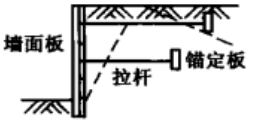
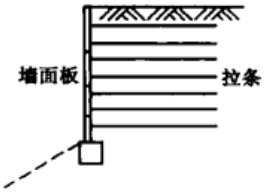
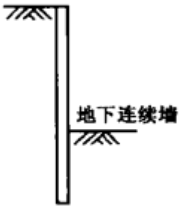
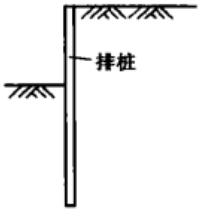
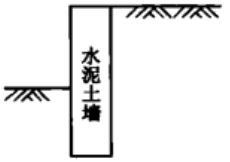
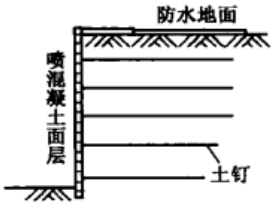
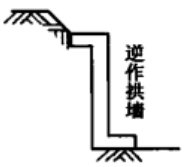
5.2 挡土墙支护结构类型

在基坑支护工程中，挡土墙的支护结构居多。为防止基坑土体的失稳和坍塌，工程中一般均要设置重力式挡土墙、锚定板式挡土墙与锚杆挡土墙，等等。挡土墙结构类型及适用范围见表 5-4。

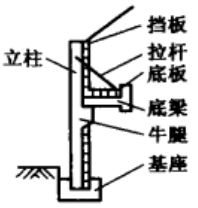
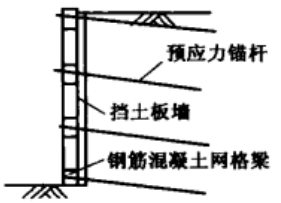
表 5-4　　挡土墙结构类型及适用范围

序号	类型	结构示意	特点及适用范围
1	重力式		① 依靠墙自重承受土压力，保持平衡 ② 一般用浆砌片石砌筑，缺乏石料地区可用混凝土 ③ 形式简单，取材容易，施工简便 ④ 当地基承载力低时，可在墙底设钢筋混凝土板，以减薄墙身，减少开挖量 ⑤ 适用于低墙、地质情况较好和有石料地区
2	半重力式		① 用混凝土灌注，在墙背设少量钢筋 ② 墙趾展宽，或基底设凸榫，以减薄墙身、节省圬工 ③ 适用于地基承载力低，缺乏石料地区
3	悬臂式		① 采用钢筋混凝土，由立臂、墙趾板、墙踵板组成，断面尺寸小 ② 墙过高，下部弯矩大，钢筋用量大 ③ 适用于石料缺乏、地基承载力低地区，墙高 6 m 左右
4	扶壁式		① 由墙面板、墙趾板、墙踵板、扶壁组成 ② 采用钢筋混凝土 ③ 适用于石料缺乏地区，挡土墙高大于 6 m，较悬臂式经济

续表

序号	类型	结构示意	特点及适用范围
5	锚杆式		① 由肋柱、挡土板、锚杆组成，靠锚杆的拉力维持挡土墙的平衡 ② 适用于挡土墙高＞12 m，为减少开挖量的控方地区、石料缺乏地区
6	锚定板式		① 结构特点与锚杆式相似，只是拉杆的端部用锚定板固定于稳定区 ② 填土压实时，钢拉杆易弯，产生次应力 ③ 适用于缺乏石料，大回填方工程
7	加筋土式		① 由墙面板、拉条及填土组成，结构简单、施工方便 ② 对地基承载力要求较低 ③ 适用于大型填方工程
8	地下连续墙		① 在地下挖狭长深槽内充满泥浆、浇注水下钢筋混凝土墙 ② 由地下墙段组成地下连续墙，靠墙自身强度或靠横撑保证体系稳定 ③ 适用于大型地下开挖工程，较板柱墙可得到更大的刚度，更大的深度
9	排桩式支挡结构		① 深埋的桩柱间用树根桩、水泥土、注浆等形成止水帷幕，也可用挡土板拦挡土体 ② 桩为钻孔灌注桩、钢板桩及钢筋混凝土板桩 ③ 悬臂式结构在软土场地中深度不宜大于 5 m ④ 地下水位较高时，宜采用降水，排桩加截水帷幕
10	水泥土墙		① 利用水泥、石灰等材料作为固化剂，通过深层搅拌机械强制搅拌或高压喷射注浆法，使软土硬结成整体桩，充分利用原位土，形成重力式挡墙 ② 水泥土桩施工范围内地基地承载力不宜大于150 kN/m² ③ 基坑深度不宜大于 6.0 m
11	土钉墙		① 土钉墙是由被加固土体、锚固于土体中的土钉群和面板组成，形成类似重力式的挡土墙 ② 适用于一般基坑非软土场地 ③ 基坑深度不宜大于 12 m ④ 地下水位高于基坑底面时，应采取降水或截水措施
12	逆作拱墙		① 将支护墙做成拱圈，拱墙轴线的矢跨比不宜小于 1/8 ② 用于一般基坑，深度不大于 12 m ③ 地下水位高于基坑底面时，应采用降水或截水措施 ④ 淤泥和淤泥质土场地不宜采用

续表

序号	类型	结构示意	特点及适用范围
13	柱板式		① 由钢筋混凝土立柱、挡板底梁、底板、基座和钢拉杆组成，借底板上部主体的自重作用平衡全墙 ② 因底板位置升高，基础开挖量较悬臂式和扶壁式少 ③ 构件轻便，可预制拼装，快速施工
14	网格式		① 用现浇钢筋混凝土网格梁杆件纵横交错拼装成框架，内填土或石，借其自重抵御土体的推力，并在网格节点上设置预应力锚杆 ② 施工简便，迅速 ③ 允许地基产生一定的变形 ④ 损坏后，修复也较容易

5.3 土压力与挡土墙

1. 土压力概念

土压力通常是指挡土墙(或支挡结构)后土体(或填土和填土面上荷载)对挡土墙产生的侧向压力，称为土压力。从土压力与挡土墙之间的关系可以看出，要保证设计的挡土墙安全、可靠，首先要研究墙后的土压力。必须指出，挡土墙后的土压力不同于其他压力的概念，其他压力的概念是指单位面积上的力，而土力学中的土压力则特指每延米范围内墙后填土在墙背上产生的侧向集中力。其单位为 kN/m。这一概念是由法国学者库仑首先建立的，为了纪念库仑对土力学的突出贡献，这一概念一直延续至今。由于土压力是指每延米范围内墙后填土在墙背上产生的侧向集中力，因此，其要素包括性质、大小、方向和作用点。

土压力是指墙后填土由于它的自重或作用在填土表面上的荷载对墙背所产生的侧向压力。它的性质和大小与墙身的位移、墙体的材料、高度及结构形式、墙后填土的性质、填土表面的形状以及墙和地基的弹性等有关，而其中又以墙身的位移、墙高和填土的物理力学性质等最为重要。

土压力是挡土结构所承受的主要荷载。如何准确确定作用在挡土结构上土压力的大小、方向和作用点位置，是保证挡土结构设计安全可靠、经济合理的必要条件。因此在工程中，对土压力的研究和计算应用极为广泛。

土压力与填料的性质、挡土墙的形式和位移方向以及地基土质等因素有关。因此，计算十分复杂。目前多采用古典的朗肯和库伦土压力理论，尽管这些理论基于各种不同的假定和简化，由于其计算比较简便，并且通过国内外大量挡土墙模型试验、原位观测及理论研究，结果均表明，其计算方法是可用、可参考的。

2. 土压力的种类

挡土墙的作用是挡住墙背后的填土，阻止其产生下滑。因此，挡土墙的背后都会有来

自填土的土压力，设计挡土墙时必须确定土压力的性质、大小、方向和作用点。影响挡土墙压力大小及分布规律的因素虽然很多，归纳起来主要有：挡土墙的位移（或转动）方向和位移量的大小；挡土墙的墙高、形状、结构形式、墙背的光滑程度；填土的性质，包括土壤的重度、含水量、内摩擦角和黏聚力的大小及填土表面的形状（水平、向上倾斜、向下倾斜）；挡土墙的建筑材料等。其中挡土墙的位移方向和位移量的大小及墙高是最主要的影响因素。

土压力是设计挡土墙结构物断面及验算其稳定性的主要外荷载。土压力的计算是个比较复杂的问题，影响因素很多。土压力的大小和分布，除了与土的性质有关外，还和墙体的位移方向、位移量、土体与结构物间的相互作用以及挡土墙的结构类型有关。在影响土压力的诸多因素中，墙体位移条件是最主要的因素。墙体位移的方向和位移量决定着所产生的土压力的性质和大小，因此，根据挡土墙的位移方向、大小及墙后填土所处的应力状态，将土压力分为静止土压力、主动土压力、被动土压力三种。

1）静止土压力

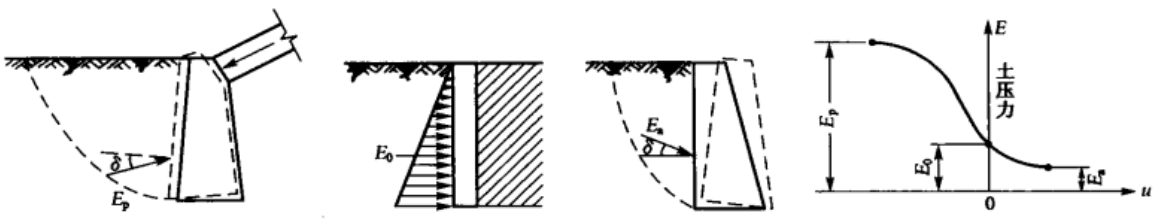
当挡土墙在墙后填土的推力作用下，墙身不产生任何移动或转动时，墙后土体没有破坏，而处于弹性平衡状态，作用于墙背土的土压力称为静止土压力，用 E_0 表示，如图 5-5(b)所示。由于楼面支撑作用，地下室外墙几乎无移位发生，作用在外墙面上的土压力即为静止土压力。

2）主动土压力

挡土墙在土压力作用下背离填土方向可移动或转动时，墙后土体由于侧面所受限制的放松而有下滑趋势，土体内潜在的滑动面上的切应力增加，使作用在墙背上的土压力逐渐减小，当墙的移动或转动达到一定数值时，墙后土体达到主动极限平衡状态，此时作用在墙背上的土压力，称为主动土压力，用 E_a 表示，如图 5-5(c)所示。

3）被动土压力

当挡土墙在外力作用下，向着填土方向移动或转动时，墙后土体由于受到挤压，有上滑趋势。土体内滑动面上的切应力反向增加，作用在墙背上的土压力逐渐增加，当墙的移动量足够大时，墙后土体达到被动极限平衡状态，这时作用在墙背上的土压力，称为被动土压力，用 E_p 表示，如图 5-5(a)所示。



(a) 被动土压力 E_p　(b) 静止土压力 E_0　(c) 主动土压力 E_a　(d)

图 5-5　墙体移位与土压力关系图

设计时，应根据挡土结构的实际工作条件，主要是墙身的位移情况，决定采用哪一种土压力作为计算依据。一般在边坡上修建的挡土墙（即边坡挡墙），由于它受到墙后填土的作用和地基变形，总要转动或向前移动，这些微小的转动或移动将足以使作用在墙背上的土压力接近于主动土压力，所以设计时多按主动土压力计算。为此，设计中一般都不考

虑墙前填土被动土压力的作用，并偏于安全。但如上所述，由于达到被动土压力时挡土墙将要发生较大的位移，如对于紧砂，这位移要达到墙高的2%～5%，而这样大的位移一般建筑物是否容许值得研究，因此，计算时往往只按主动土压力或被动土压力值的某一百分率（如30%～50%）来考虑。对地下室墙的位移情况视其刚度和埋置深度而定，一般来说，如地下室墙埋得较深，墙身刚度较大，又被刚性地板侧向支撑着，因而不可能产生任何位移时，可按静止土压力计算。

图5-5是墙体位移与土压力关系曲线示意图，从图中可以看出如下情况：

（1）挡土墙所受的土压力类型首先取决于墙体是否发生位移以及位移的方向，可分为静止土压力 E_0 主动土压力 E_a、被动土压力 E_p。

（2）墙所受的土压力的大小并不是常数，随着位移量的变化，墙上所受的土压力值也在变化。

（3）使墙后土体达到主动极限平衡状态，从而产生主动土压力 E_a，所需的墙体位移量很小；产生被动土压力则要比产生主动土压力 E_a 困难得多，其所需位移量要很大。

相同的墙高和填土条件下，$E_a < E_0 < E_p$。

通常，产生主动和被动土压力尚需达到一定的位移量如表5-5所示，而三种土压力与挡土结构位移的关系以及它们之间的大小如图5-5所示。

表5-5　　产生主、被动土压力所需墙位移量

序号	土的类别	土压力类别	墙体位移（变形）方式	所需位移量
1	砂土	主动	墙体平行移动	0.001h（h 为挡土墙高）
2		主动	绕墙趾转动	0.001h
3		主动	绕墙顶转动	0.02h
4		被动	墙体平行移动	−0.05h
5		被动	绕墙趾转动	>0.1h
6		被动	绕墙顶转动	−0.05h
7	黏土	主动	墙体平行移动	0.004h
8		主动	绕墙趾转动	0.004h

5.4　土压力计算

1. 静止土压力计算

静止土压力 E_0 是指挡土墙不发生任何方向侧向位移或转动而保持原有位置不变时，作用在墙上的土压力。此时，墙背土体处于弹性平衡状态。

断面很大的挡土墙，如修筑在坚硬土质地基上，由于地基不会产生不均匀沉降，墙体不会产生转动，墙体自重大也不会产生移动，挡土墙背面的土体处于弹性平衡状态，此时作用在墙背上的土压力为静止土压力 E_0。

当挡土墙静止不动，作用在其上的土压力即为静止土压力，这时，墙后土体处于侧限压缩应力状态，与土的自重应力状态相同，因此，可用自重应力的方法来确定静止土压力

的大小。

图 5-6(a)表示半无限土体中 z 深度处一点的应力状态，作用于该土单元体上的竖直向自重应力 $\sigma_z=\gamma z$，水平向自重应力 $\sigma_x=K_0\gamma z$。假想用一垛墙代替微分体左侧的土体，若该墙的墙背竖直光滑，且挡土墙不发生任何位移，则右侧土体中的应力状态并没有改变，墙后土体仍处于侧限应力状态，σ_x 由原来土体内部的应力变成土对墙的压力，显然，作用在该挡土墙上的土压力就相当于图 5-6(a)所示的水平向自重应力 σ_x，即为静止土压力强度 p_0，故

$$p_0 = K_0\gamma z \tag{5-3}$$

式中 p_0——静止土压力强度，kN/m^2；

K_0——土的侧压力系数或静止土压力系数；

γ——填土的重度，kN/m^3；

z——计算点距离填土表面的深度，m。

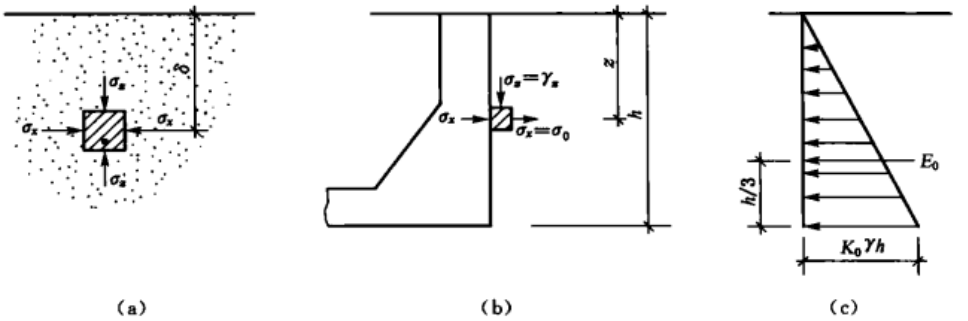


图 5-6 静止土压力计算

K_0 值的大小可根据室内试验(例如，单向固结试验，三轴试验等)或原位测试确定，由于 K_0 的测试较为困难，也可根据经验公式计算。

研究证明，K_0 除了与土性及密度有关外，黏性土的 K_0 值还与应力历史有关系。下列经验公式可作为估算 K_0 值之用，即根据填土的内摩擦角 φ'，利用半经验公式计算为

$$K_0 = 1 - \sin\varphi' \tag{5-4}$$

式中，φ' 为土的有效内摩擦角。

显然，对于无黏性土及正常固结黏性土，K_0 值均小于 1.0。采用公式(5-4)计算的 K_0 值，与砂性土的试验结果吻合较好，对黏性土会有一定误差，对饱和软黏土更应慎重采用。在实际工程中，也可采用经验系数值(见表 5-6)来计算。

表 5-6 静止土压力系数 K_0 的经验值

土类	坚硬土	硬—可塑黏性土、粉质黏土、砂土	可—软塑黏性土	软塑黏性土	流塑黏性土
K_0	0.2～0.4	0.4～0.5	0.5～0.6	0.6～0.75	0.75～0.8

由式(5-3)可知，静止土压力沿墙高呈三角形分布，若墙高为 h，则作用于单位长度墙上的总静止土压力 E_0(单位：kN/m)为

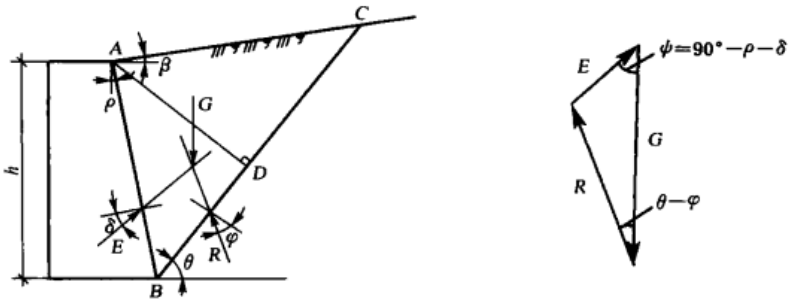
$$E_0 = \frac{1}{2}K_0\gamma h^2 \tag{5-5}$$

式中，h 为挡土墙高度，m。其余符号意义同前。

E_0 的作角点在距墙底部 $h/3$ 处，如图 5-6(c)所示。对于地下水位以下透水性土采用浮重度 γ' 计算，同时考虑作用于墙上的静水压力。

2. 主动土压力计算

设挡土墙高为 h，墙背俯斜并与垂线夹角为 ρ，墙后填土为砂土，填土表面与水平线成 β 角；墙背与土的摩擦角为 δ。挡土墙在土压力作用下将向前位移(平移或转动)，当墙后填土处于极限平衡状态时，墙后填土形成一滑动土楔 ABC，其滑裂面为平面 BC，滑裂面与水平线成 θ 角，如图 5-7(a)所示。



(a) 挡土墙填土滑裂土楔　　(b) 力三角形

图 5-7　库仑主动土压力理论

为了求解主动土压力，我们取 1 m 长的滑动土楔 ABC 为隔离体，现分析作用在滑动土楔上的力系：土楔体的自重 $G = \triangle ABC$(面积)γ(γ 为填土的重度)，其方向竖直朝下；滑裂面 BC 上的反力 R，其大小是未知的，其方向与滑裂面 BC 的法线顺时针成 φ 角(φ 为主动内摩擦角)；墙背面对土楔的反力 E，当土楔下滑时。墙对土楔的阻力是向上的，E 在法线的下方，故其作用方向与墙背面法线逆时针成 δ 角(δ 角为墙背与填土之间的摩擦角)。显然反力 E 就是土楔对墙的土压力，但二者方向相反。

滑动土楔在 G，R 和 E 三力作用下处于平衡状态，因此，三力必形成一个封闭的力三角形，如图 5-7(b)所示，由三角形边和角的关系(即正弦定律)，可得

$$\frac{E}{\sin(\theta-\varphi)} = \frac{G}{\sin[180^\circ-(\theta-\varphi+\psi)]} = \frac{G}{\sin(\theta-\varphi+\psi)}$$

故

$$E = \frac{\sin(\theta-\varphi)}{\sin(\theta-\varphi+\psi)}G \tag{5-6}$$

其中，$\psi = 90^\circ-\rho-\delta$

土楔体自重

$$G = \triangle ABC(\text{面积})\cdot\gamma = \frac{1}{2}BC\cdot AD\cdot\gamma \tag{5-7}$$

在 $\triangle ABC$ 中，利用正弦定律，可得

$$BC = AB \times \frac{\sin(90^\circ - \rho + \beta)}{\sin(\theta - \beta)}$$

因为

$$AB = \frac{h}{\cos\rho}$$

故

$$BC = h\frac{\cos(\rho - \beta)}{\cos\rho\sin(\theta - \beta)} \tag{5-8}$$

通过 A 点作 AD 线垂直于 BC，由 ABD 得

$$AD = AB \times \cos(\theta - \rho) = \frac{h\cos(\theta - \rho)}{\cos\rho} \tag{5-9}$$

将式(5-8)和式(5-9)代入式(5-7)中 G 内，得

$$G = \frac{1}{2}\gamma h^2 \frac{\cos(\rho - \beta)\cos(\theta - \rho)}{\cos^2\rho \cdot \sin(\theta - \beta)} \tag{5-10}$$

将式(5-10)代入式(5-16)中，得 E 的表达式为

$$E = \frac{1}{2}\gamma h^2 \frac{\cos(\rho - \beta) \cdot \cos(\theta - \rho) \cdot \sin(\theta - \varphi)}{\cos^2\rho \cdot \sin(\theta - \beta) \cdot \sin(\theta - \varphi + \psi)} \tag{5-11}$$

按式(5-11)确定的 E 值，在一般情况下，不是主动土压力 E_a，因为滑裂面 BC 是任意选定的，所以，它不一定是实际发生的滑裂面。由式(5-11)可知，在 γ，h，ρ，φ 和 ψ 给定的条件下，土压力 E 是滑裂面与水平线夹角 θ 的函数，E_a 应当是 E_{max}，即求 E 的极值。

为了确定最大的土压力 E_{max}，也就是主动土压力 E_a，我们令 $\frac{dE}{d\theta} = 0$，由此求出最危险的滑裂面(即实际发生的)和相应的 $\theta_0 = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$，再把它代入式(5-11)，即可求出主动土压力为

$$E_a = \frac{1}{2}\gamma h^2 \frac{\cos^2(\varphi - \rho)}{\cos^2\rho\cos(\delta + \rho)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi)\sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \rho)\cos(\rho - \beta)}}\right]^2} \tag{5-12}$$

令

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \rho)}{\cos^2\rho\cos(\delta + \rho)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi)\sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \rho)\cos(\rho - \beta)}}\right]^2} \tag{5-13}$$

则式(5-12)可写成：

$$E_a = \frac{1}{2}\gamma h^2 K_a \tag{5-14}$$

式中 γ——填土的重度，kN/m³；

φ——内摩擦角，(°)；

h——挡土墙高度，m；

ρ——墙背面倾斜角，(°)，即墙背与垂线的夹角，反时针为正(称为俯斜)，顺时针为负(称为仰斜)；

β——墙后填土表面的倾斜角，(°)；

δ——墙背与填土之间的摩擦角，(°)，其值应由试验确定，一般情况下可取表 5-7 中的数值；

K_a——主动土压力系数，可由图 5-8 至图 5-13 和表 5-7 查得。

表 5-7　　土对挡土墙墙背的摩擦角 δ

序　号	挡土墙情况	摩擦角 δ
1	墙背平滑；排水不良	$(0\sim0.33)\varphi_k$
2	墙背粗糙，排水良好	$(0.33\sim0.5)\varphi_k$
3	墙背很粗糙，排水良好	$(0.5\sim0.67)\varphi_k$
4	墙背与填土间不可能滑动	$(0.67\sim1.0)\varphi_k$

注：φ_k为墙背填土的内摩擦角标准值。

当墙背竖直($\rho=0$)、光滑($\delta=0$)、填土表面水平($\beta=0$)时，公式(5-12)变为式(5-20)，即

$$E_a=\frac{1}{2}\gamma h^2\tan^2\left(45^\circ-\frac{\varphi}{2}\right)$$

由式(5-12)知，主动土压力合力的大小与墙高 h 的平方成正比。因此，土压力强度呈三角形分布，如图 5-8 所示。深度 z 处 M 点的土压力强度为

$$P_{az}=\frac{dE_a}{dz}=K_a\gamma z \tag{5-15}$$

合力作用点是距墙踵为 $h/3$ 处，作用方向与墙背成 δ 角。应当指出，图 5-8 的主动土压力强度分布图只代表其大小，而不代表其作用方向。

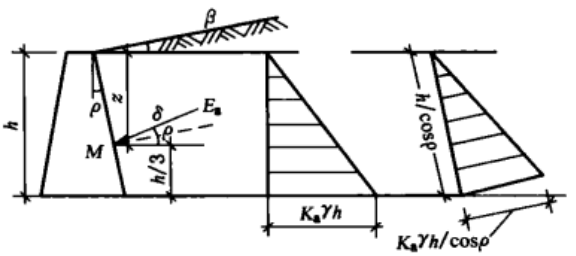


图 5-8　主动土压强度分布图

3. 被动土压力计算

挡土墙在外力作用下向填土方向位移，直至使墙后填土沿某一滑面裂面 BC 破坏，在发生破坏的瞬时，滑动土楔处于极限平衡状态。这时作用在隔离体 ABC 上仍为 3 个力：土楔自重 G、滑裂面 BC 上的反力 R 和墙背的反力 E_p(图 5-9(a))。除力 G 的作用方向为竖直外，力 E_p，R 的作用方向和相应法线夹角均与求主动土压力时相反，即均位于法线另一侧(图 5-9(b))。按照求主动土压力的原理和方法，可求得被动土压力计算公式为

$$E_p=\frac{1}{2}\gamma h^2\frac{\cos^2(\varphi+\rho)}{\cos^2\rho\cos(\rho-\delta)\left[1-\sqrt{\dfrac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi+\beta)}{\cos(\rho-\delta)\cos(\rho-\beta)}}\right]^2} \tag{5-16}$$

令
$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi+\rho)}{\cos^2\rho\cos(\rho-\delta)\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi+\beta)}{\cos(\rho-\delta)\cos(\rho-\beta)}}\right]^2} \tag{5-17}$$

则式(5-16)可写成：

$$E_p = \frac{\gamma h^2}{2}K_p \tag{5-18}$$

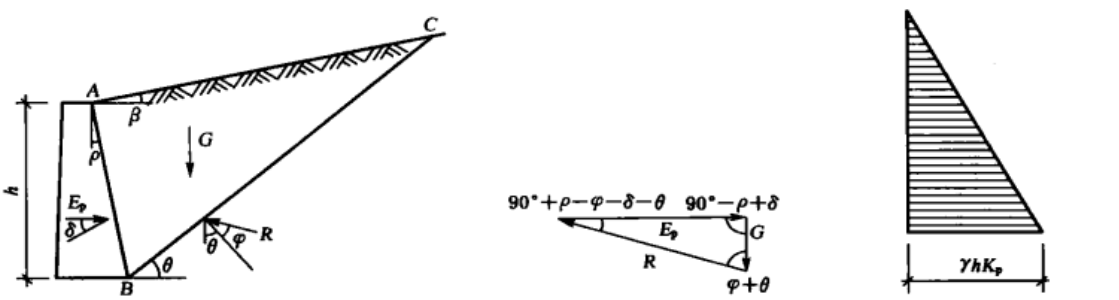
式中，K_p为被动土压力系数。

如墙竖直($\rho=0$)，光滑($\delta=0$)和填土表面水平($\beta=0$)，则式(5-16)变为式(5-28)，即

$$E_p = \frac{1}{2}\gamma h^2\tan^2\left(45^\circ+\frac{\varphi}{2}\right)$$

因此，在上述条件下，库伦被动土压力公式与朗肯公式相同。

显而易见，被动土压力强度分布图也为三角形(图 5-9(c))，土压力 E_p的作用点距墙底 $h/3$ 处，其方向与墙背法线顺时针成 δ 角。



(a) 挡土墙后填土滑动土楔　　(b) 力三角形　　(c) 被动土压力强度分布图

图 5-9　被动土压力的计算

4. 库仑理论计算土压力

库仑土压力理论由法国科学家库仑于 1773 年发表。库仑在建立此理论时，作出如下假定：

(1) 挡土墙墙后填土为砂土(仅有内摩擦力而无黏聚力)。

(2) 挡土墙后填土产生主动土压力或被动土压力时，填土形成滑动楔体，其滑裂面为通过墙踵 B(见图 5-7)的平面 BC。

(3) 滑动楔体为刚体，即本身无变形。

库仑土压理论是根据滑动楔体处于极限平衡状态，应用静力平衡条件求解得主动土压力和被动土压力。

分析土压力时与朗肯土压力理论一样，也按平面问题来考虑，即垂直纸面方向取 1 m 进行分析。

由库仑理论的基本假定可知适用范围：

(1) 墙背回填土为砂土。

(2) 滑裂面为通过墙踵的平面。

(3) 填土表面倾角 β 不能大于内摩擦角 φ，否则，求得主动土压力系数为虚根。

(4) 当墙背仰斜时，土压力减小，若倾角等于 φ 时，土压力为零，而实际上不为零，其原因是假定破裂面为平面，而实际为曲面导致此误差。因此，墙背不宜缓于 1∶0.3 坡度。

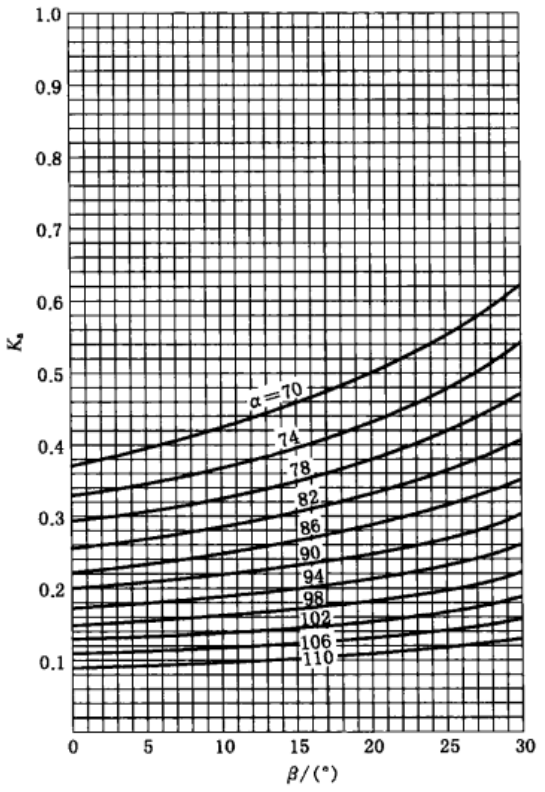
(5) 当墙背俯斜时，若倾斜角很大，即墙背过于平缓，滑动土体不一定沿墙背滑动，而是沿土体内另一破裂面滑动。因此，本节推导的公式不能用。

由于假定滑裂面为平面，与实际曲面有差异，则导致误差的出现。此差异对于主动土压力时为 2%～10%；对于被动土压力与实际相差较大，随着内摩擦角 φ 的增大而增大，有时相差几倍至十几倍，如应用此值才是危险的。

上述主动土压力系数表见表 5-8 说明。

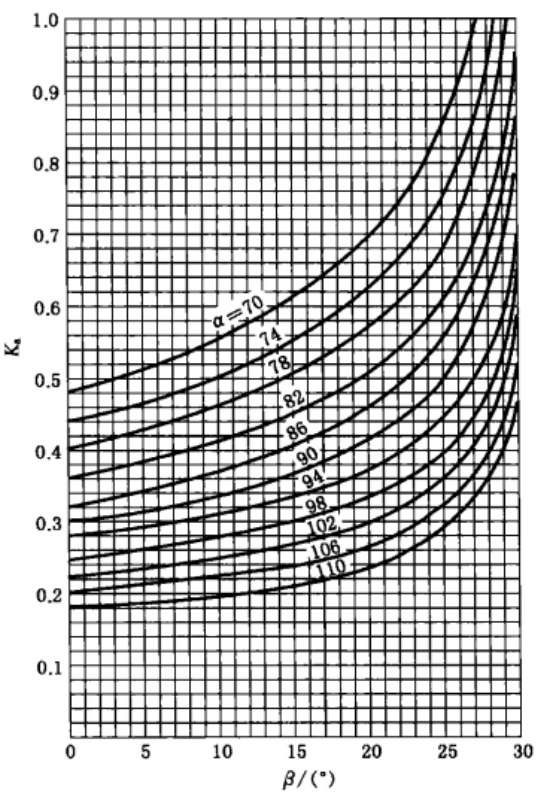
表 5-8　　主动土压力系数表

序号	土类	土名称	土密实度	备注
1	Ⅰ类土	碎石土	中密、干密度≥2.0 t/m³	见图 5-10(a)
2	Ⅱ类土	砂(包括硕砂、粗砂、中砂)土	中密、干密度≥1.65 t/m³	见图 5-10(b)
3	Ⅲ类土	黏土夹块石	干密度≥1.9 t/m³	见图 5-10(c)
4	Ⅳ类土	粉质黏土	干密度≥1.65 t/m³	见图 5-10(d)



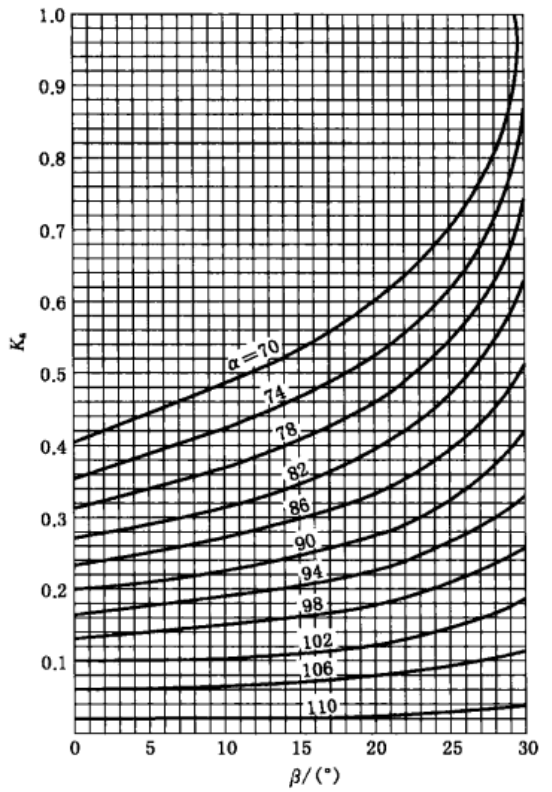
(a) Ⅰ类土主动土压力系数

$K_a\left(\delta=\frac{1}{2}\varphi,\ q=0\right)$



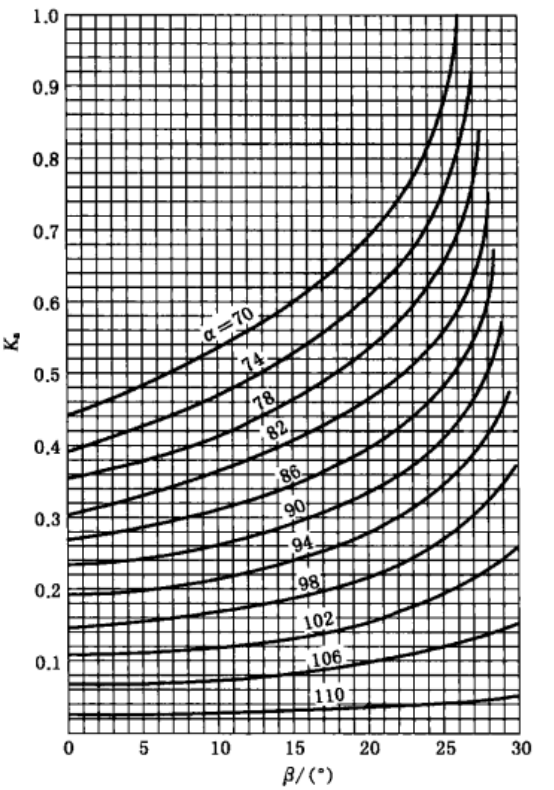
(b) Ⅱ类土主动土压力系数

$K_a\left(\delta=\frac{1}{2}\varphi,\ q=0\right)$



(c) Ⅲ类土主动土压力系数

$K_a\left(\delta=\frac{1}{2}\varphi,\ q=0\right)$



(d) Ⅳ类土主动土压力系数

$K_a\left(\delta=\frac{1}{2}\varphi,\ q=0\right)$

图 5-10

5. 朗肯理论计算土压力

朗肯土压力理论由英国科学家朗肯于 1857 年提出。它在建立土压力理论时，假定挡土墙背竖直、光滑，其后填土表面水平，并无限延伸。因此，这时填土内任意水平面和墙的背面均为主平面(在这两个平面上的切应力均为零)，即作用在该平面上的正应力均为主应力。

朗肯土压力理论假定墙背和填土间没有摩擦力(即 $\delta=0$)，然后按墙身的移动情况，根据填土体内任一点处于主动或被动极限平衡状态时最大和最小主应力间的关系求得主动或被动土压力强度以及主动和被动土压力(它等于土压力强度分布图形的面积)。由于没有考虑摩擦力，这样求得的主动土压力值偏大，而被动土压力值则偏小。因此，用朗肯土压力理论来设计挡土墙总是偏于安全的；而且公式简单，便于记忆，所以，被广泛应用。

朗肯根据墙后填土处于极限平衡状态，应用极限平衡条件，推导出主动土压力和被动土压力公式。

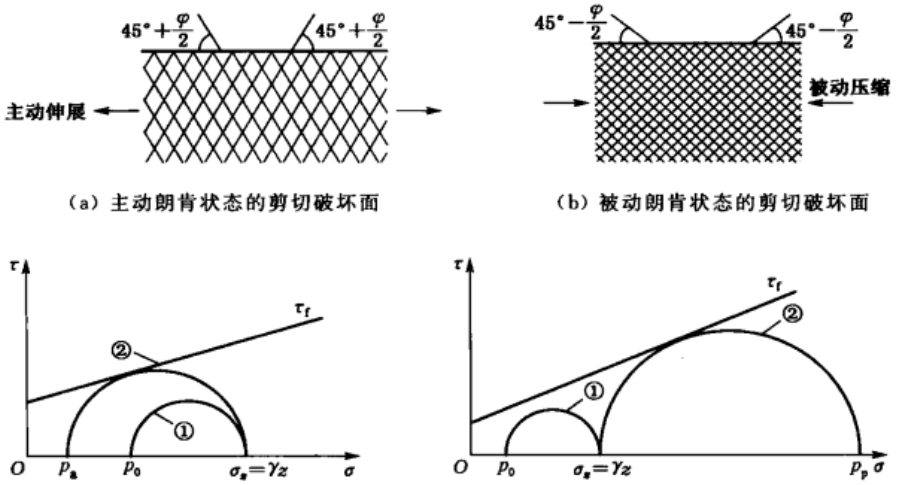
1) 基本理论

考察半无限土体中深度 z 处一点的应力状态(见图 5-6(a))。由于土体内任一竖直面都是对称面。对称面上的切应力均为零，按照切应力互等定理，可知任意水平面上的切应力也等于零。因此，竖直面和水平面上的切应力都等于零，相应截面上的法向应力 σ_z 和 σ_x 都是主应力，最大主应力 $\sigma_1=\sigma_2=\gamma z$，最小主应力 $\sigma_3=\sigma_x=K_0\gamma z$。此时的应力状态用莫尔圆表示为图 5-11(c)所示的圆①，由于该点处于弹性平衡状态，故莫尔圆没有和抗剪

强度包线相切。

若由于某种原因使整个土体在水平方向均匀地伸展，即墙体背离土体移动，如图 5-11(a)所示，则作用在微分体上的竖向垃力 γz 保持不变，而水平向应力逐渐减小，直至土体达到主动极限平衡状态(称为主动朗肯状态)，此时 σ_x 达最小值 σ_a。因此，σ_a 是小主应力，而 σ_z 是大主应力。若士体继续伸展，土压力也不会进一步减少。此时，应力圆与土的抗剪强度线相切，如图 5-11(c)中的圆②所示，这时土体进入破坏状态，土体中的抗剪强度已全部发挥出来。土体达到极限平衡时形成的剪切破坏面与水平线的夹角为$(45°+\varphi/2)$，形成图 5-11 所示的两簇互相平行的破坏面。

反之，如果土体在水平方向压缩，即墙体向土体方向移动，这时作用在微分体上的竖向应力 σ_z 保持不变，而水平向应力则由静止土压力逐渐增大，直至土体达到极限平衡状态(称为被动朗肯状态)。此时，σ_x 达最大值 σ_p，σ_p 是大主应力，σ_z 是小主应力，应力圆与土的抗剪强度线相切，如图 5-11(d)中的圆②所示。土体达到极限平衡时形成的剪切破坏面与水平面的夹角为$(45°-\varphi/2)$(见图 5-11(b))，形成两簇互相平行的破坏面。



(a) 主动朗肯状态的剪切破坏面　(b) 被动朗肯状态的剪切破坏面

(c) 用摩尔圆表示主动朗肯状态　(d) 用摩尔圆表示被动朗肯状态

图 5-11　半空间的极限平衡状态

朗肯将上述原理应用于挡土墙土压力计算中，若忽略墙背与填土之间的摩擦作用(为了满足切应力为零的边界条件)，对于挡土墙墙背竖直、墙后填土面水平的情况(为了满足水平面与竖直面上的正应力分别为最大、最小主应力)，作用于其上的土压力大小可用朗肯理论计算。

2) 主动土压力计算

根据前述分析可知，挡土墙填土达主动极限平衡状态时，作用于任意深度 z 处土单元上的大主应力 $\sigma_1=\gamma z$，小主应力 $\sigma_3=p_a$(p_a 为作用于墙背上的主动土压力强度)。同时，利用极限平衡条件下 σ_1 与 σ_3 的关系，即可直接求出主动土压力强度 p_a。

根据土的极限平衡条件，作用在挡土墙上的主动土压力强度：

砂土为

$$p_a=\gamma z\tan^2\left(45°-\frac{\varphi}{2}\right)=\gamma z K_a \tag{5-19}$$

黏性土与粉土为

$$p_a = \gamma z \tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c\tan\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) = \gamma z K_a - 2c\sqrt{K_a} \tag{5-20}$$

式中 p_a——主动土压力强度，kN/m²；

γ——墙后填土的重度，kN/m³；

z——计算主动土压力强度的点至填土表面的距离，m；

K_a——主动土压力系数，$K_a = \tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$，可由表 5-8 查得；

φ——填土的内摩擦角，(°)；

c——填土的黏聚力，kN/m²。

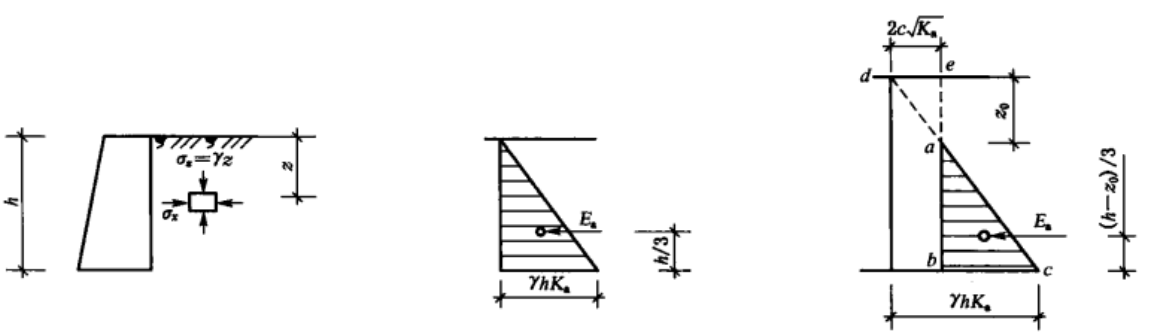
发生主动土压力时的滑裂面与水平面的夹角为$\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$(图 5-13)。

由式 5-18 可知，砂土主动土压力强度 p_a 与深度 z 成正比，沿墙高 h 上的压力分布呈三角形，参见图 5-12(b)所示。作用在 1 m 墙长上的主动土压力为

$$E_a = \frac{1}{2}\gamma h^2 \tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{1}{2}\gamma h^2 K_a \tag{5-21}$$

土压力 E_a 作用线通过土压力强度三角形分布图形的形心，即距墙底 $h/3$ 高度处。

由式(5-20)可知，黏性土的主动土压力强度包括两部分：一部分是，由土的自重引起的土压力强度 $\gamma z K_a$；另一部分是，由黏聚力 c 引起的负侧压力 $2c\sqrt{K_a}$。这两部分土压力叠加的结果如图 5-12(c)所示，实际上虚线部分不存在，因为墙背与填土之间没有抗拉强度，不能承受拉应力，拉应力的存在会使填土与墙背脱开，出现 z_0 深度的裂缝，因此，在 z_0 以上可以认为土压力为零。作用于墙背的土压力只是图 5-12(c)中的△abc 部分。



(a) 主动土压力计算条件　　(b) 无黏性土主动土压力分布　　(c) 黏性土主动土压力分布

图 5-12　朗肯主动土压力强度分布图

土压力图形顶点 a 在填土面下的深度 z_0 称临界深度。在填土面无荷载的条件下，可令式(5-20)为零求得 z_0 值，即

$$p_a = \gamma z \tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c\tan\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) = 0 \tag{5-22}$$

解式(5-22)得临界深度为

$$z_0 = \frac{2c}{\gamma \tan\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)} = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} \tag{5-23}$$

作用在 1 m 长的挡土墙高 h 上的主动土压力为

$$E_a = \frac{1}{2}(h - z_0)\left[\gamma h \tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c\tan\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)\right] \tag{5-24}$$

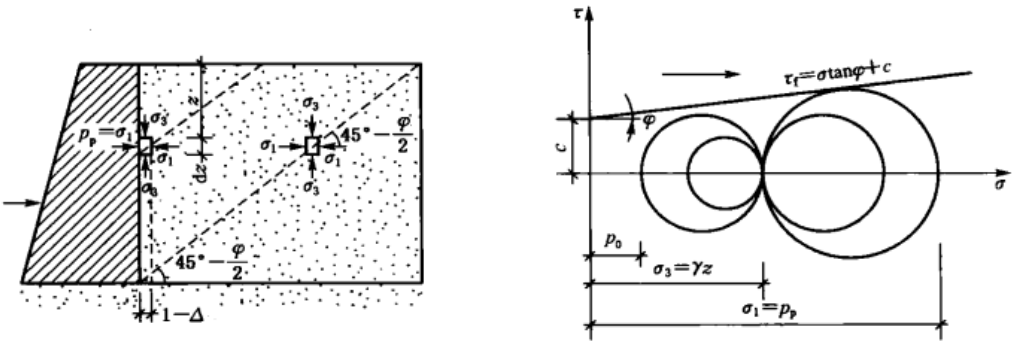
将式(5-23)代入式(5-24)最后得

$$E_a = \frac{1}{2}\gamma h^2 \tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) - 2ch\tan\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) + \frac{2c^2}{\gamma} \tag{5-25}$$

这样，黏性土与粉土主动土压力 E_a 的作用线通过三角形 abc 的形心，即距墙底 $\frac{1}{3}(h - z_0)$ 处。

3) 被动土压力计算

当挡土墙在外力作用下，向填土方向位移时(图 5-13(a))，墙后填土被压缩。这时作用在微分土体上的竖向应力 σ_z 不变，而水平应力则由静止土压力逐渐增大，如墙继续位移并达到某一数值时，则墙后填土就处于极限平衡状态，应力圆与抗剪强度线相切(图 5-13(b))，这时，作用在微分土体上的 γz 变为最小主应力 σ_3，而水平应力则为最大主应力 σ_1，也就是作用在挡土墙上的被动土压力强度 p_p。



(a) 墙后填土微分土体的应力状态　　(b) 微分土体处于不同状态的应力圆

图 5-13　被动土压力的计算

根据土的极限平衡条件式(5-24)，作用在挡土墙上的被动土压力强度为

无黏性土

$$p_p = \gamma z \tan^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) = \gamma z K_p \tag{5-26}$$

黏性土与粉土

$$p_p = \gamma z \tan^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) + 2c\tan\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) = \gamma z K_p + 2c\sqrt{K_p} \tag{5-27}$$

式中　p_p——被动土压力强度，kN/m²；

K_p——被动土压力系数，$K_a = \tan^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right)$可由表 5-9 查得。

其余符号意义同前。

由式(5-26)和式(5-27)可知，无黏性土的被动土压力强度呈三角形分布(图 5-14(a))；而黏性土与粉土的被动土压力强度呈梯形分布，在被动土压力作用时的滑裂面与水平线间夹角为$\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$。

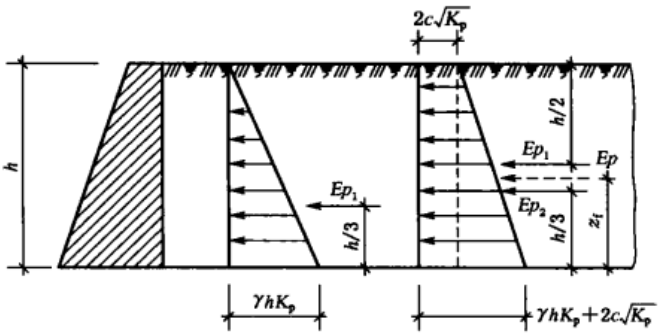


图 5-14 被动土压力强度分布图

表 5-9 土压力系数

φ	$\tan\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$	$\tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$	$\tan\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right)$	$\tan^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right)$
0°	1.000	1.000	1.000	1.000
1°	0.983	0.966	1.018	1.036
2°	0.966	0.933	1.036	1.072
3°	0.949	0.901	1.054	1.110
4°	0.933	0.870	1.072	1.150
5°	0.916	0.840	1.091	1.191
6°	0.900	0.811	1.111	1.233
7°	0.885	0.783	1.130	1.278
8°	0.869	0.756	1.150	1.323
9°	0.854	0.729	1.171	1.371
10°	0.839	0.704	1.192	1.420
11°	0.824	0.680	1.213	1.472
12°	0.810	0.656	1.235	1.525
13°	0.795	0.633	1.257	1.580
14°	0.781	0.610	1.280	1.638
15°	0.767	0.589	1.303	1.698
16°	0.754	0.568	1.327	1.761
17°	0.740	0.548	1.351	1.826
18°	0.727	0.528	1.376	1.894
19°	0.713	0.509	1.402	1.965

续表

φ	$\tan\left(45°-\frac{\varphi}{2}\right)$	$\tan^2\left(45°-\frac{\varphi}{2}\right)$	$\tan\left(45°+\frac{\varphi}{2}\right)$	$\tan^2\left(45°+\frac{\varphi}{2}\right)$
20°	0.700	0.490	1.428	2.040
21°	0.687	0.472	1.455	2.117
22°	0.675	0.455	1.483	2.198
23°	0.662	0.438	1.511	2.283
24°	0.649	0.422	1.540	2.371
25°	0.637	0.406	1.570	2.464
26°	0.625	0.390	1.600	2.561
27°	0.613	0.376	1.632	2.663
28°	0.601	0.361	1.664	2.770
29°	0.589	0.347	1.698	2.882
30°	0.577	0.333	1.732	3.000
31°	0.566	0.320	1.767	3.124
32°	0.554	0.307	1.804	3.255
33°	0.543	0.295	1.842	3.392
34°	0.532	0.283	1.881	3.537
35°	0.521	0.271	1.921	3.690
36°	0.510	0.260	1.963	3.852
37°	0.499	0.249	2.006	4.023
38°	0.488	0.238	2.050	4.204
39°	0.477	0.228	2.097	4.395
40°	0.466	0.217	2.145	4.599
41°	0.456	0.208	2.194	4.815
42°	0.445	0.198	2.246	5.045
43°	0.435	0.189	2.300	5.289
44°	0.424	0.180	2.356	5.550
45°	0.414	0.172	2.414	5.828
46°	0.404	0.163	2.475	6.126
47°	0.394	0.155	2.539	6.445
48°	0.384	0.147	2.605	6.786
49°	0.374	0.140	2.675	7.154
50°	0.364	0.132	2.747	7.549

作用在 1 m 墙长上的被动土压力计算公式：

无黏性土为

$$E_p = \frac{1}{2}\gamma h^2 \tan^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{1}{2}\gamma h^2 K_p \tag{5-28}$$

黏性土与粉土为

$$\begin{aligned} E_p &= \frac{1}{2}\gamma h^2 \tan^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) + 2ch\tan\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) \\ &= \frac{1}{2}\gamma h^2 K_p + 2ch\sqrt{K_p} \end{aligned} \tag{5-29}$$

被动土压力 E_p 的作用方向垂直于墙背，作用点位于三角形或梯形分布图的形心，可通过一次求矩得到。黏性土的被动土压力合力作用点与墙底距离可由下式计算：

$$x = \frac{h}{3} \cdot \frac{2P_{pA} + P_{pB}}{P_{pA} + P_{pB}} \tag{5-30}$$

式中 x——黏性土产生的被动土压力合力距墙底距离，m；

P_{pA}，P_{pB}——作用于墙背顶、底面的被动土压力强度，kN/m^2。按下式计算：

$$P_{pA} = 2c\sqrt{K_p},\ P_{pB} = \gamma h K_p + 2c\sqrt{K_p} \tag{5-31}$$

4）适用范围

（1）地面为一水平面（含地面上的均布荷载）。

（2）墙背是竖直的。

（3）墙背光滑，即墙背与土体之间摩擦角 δ 为零。

（4）填土为砂性土。

5）朗肯理论与库仑理论的比较

朗肯土压力理论和库伦土压力理论的基本假设不同，以不同的分析方法计算土压力，只有在特殊情况下（$\rho = 0°$，$\delta = 0°$，$\beta = 0°$），两种理论计算结果才相同，否则，将得到不同结果。

朗肯土压力理论根据弹性半空间的应力状态和极限平衡理论分析确定土压力，概念明确，对黏性土和无黏性土都能计算。为了使墙后土体应力状态符合空间应力状态，必须假设墙背竖直、光滑，墙后填土面水平，因而使用范围受到限制。但由于其假定墙背与填土无摩擦，使计算的主动土压力偏大，被动土压力偏小，结果偏保守。在基坑开挖工程中，作用在板桩墙上的土压力计算常采用朗肯土压力；对于黏性填土，可用朗肯公式直接计算，在一些特殊情况（如填土面上有均布荷载、减层填土、地下水位等），用朗肯公式计算比较简单，用库仑公式则无法计算。

库仑理论根据墙背和滑裂面之间的土楔处于极限平衡状态，用静力平衡条件，推导出土压力的计算公式，考虑了墙背与土之间的摩擦力，并可用于墙背倾斜、填土面倾斜的情况。但由于该理论假设填土是无黏性土，因此不能用库仑理论直接计算黏性土的土压力。库仑理论把土体中的滑动面假定为平面，而实际上却是一曲面，这种平面滑动面的假定是使计算出的土压力（特别是被动土压力）存在很大误差的重要原因。通常在计算主动土压力时偏差约为 2%～10%，基本能满足工程精度要求；但在计算被动土压力时，由于破裂面接近于对数螺旋线，会产生较大误差，有时可达实测值的 2～3 倍或更大，因此在实际计算中不用库仑公式计算被动土压力。

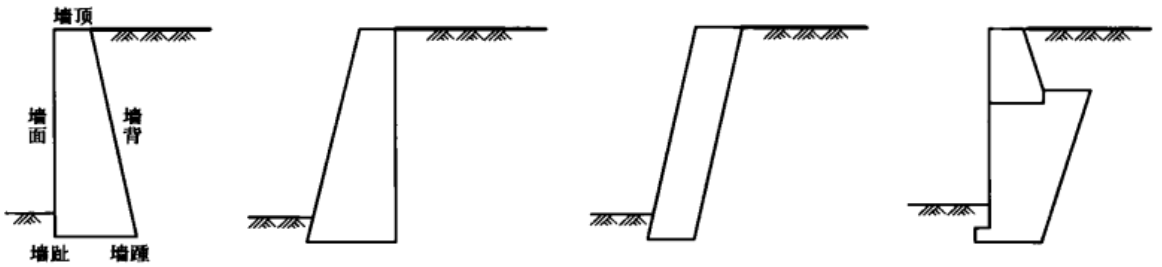
5.5 挡土墙设计规定与构造

1. 挡土墙设计规定

1）结构类型

（1）重力式挡土墙。重力式挡土墙一般由砖、石或混凝土材料建造，依靠墙身的自重来抵抗由于土压力引起的倾覆力矩。由于墙身较重，对地基承载力要求较高，一般在地基

条件较好且墙的高度较小时采用。重力式挡土墙结构简单、施工方便、就地取材，在土建工程中被广泛采用。依墙背倾斜方向可分为仰斜、直立和俯斜三种，如图 5-15(a)、(b)、(c)所示。但当墙高 $h = 8 \sim 12$ m 时，宜用衡重式，如图 5-15(d)所示。



(a) 俯斜　(b) 直立　(c) 仰斜　(d) 衡重式

图 5-15　重力式挡土墙形式

在重力式挡土墙中，仰斜墙主动土压力最小，而俯斜墙主动土压力最大。从挖、填方要求来说，边坡是挖方时，仰斜较合理，因为仰斜墙背可以和开挖的临时边坡紧密贴合；反之，填方时如用仰斜墙，则墙背填土的夯实工作比较困难，因而俯斜或墙背垂直比较合理。墙前地形平坦时，用仰斜较好；墙前地形较陡，则用垂直墙背较好。综上所述，仰斜最好，直立次之，俯斜最差，应优先采用仰斜墙。

挡土墙各部分的构造必须符合强度和稳定性的要求，并考虑就地取材、截面经济、施工及养护方便，按地质地形条件通过技术经济比较后确定。片石挡土墙的顶宽一般不小于 0.5 m(用砖或条石砌造的，可适当减小)；混凝土挡土墙的顶宽不宜小于 0.2 m。墙胸坡度一般采用 1∶0.05～1∶0.2，当墙高较小时，可采用垂直的。墙背可做成斜的、垂直的或台阶形的。仰斜墙墙背的坡度越缓(即 α 值越大)，主动土压力越小，但施工不便；一般，其倾斜度不宜小于 1∶0.25。面坡应尽量与背坡平行，宜采用 1∶0.25。俯斜墙墙背的坡度不大于 1∶0.36。一般情况下，挡土墙基础的宽度与墙高之比约为 1/2～2/3，如墙身较矮，荷载较小，可采用前者。为了增加基础的抗滑稳定性，常将基底做成逆坡，一般采用 0.1～1.0(土质地基)到 0.2～1.0(岩石地基)。但是，应该注意：这样处理后，由于基底倾斜，却使岩土的承载力降低，因此，计算时应将地基土的承载力折减，按逆坡大小分别取折减系数为 0.9 和 0.8。

为了减小作用在挡土墙背上的主动土压力，除了可采用仰斜墙外，还可从选择填料、墙身截面形状(特别是墙背形状和构造)以及新型墙体形式等方面来考虑，如折线形墙背有利于减小主动土压力外，还可采用如图 5-16 所示的减压平台。平台以上部分墙背所受的主动土压力可按前述方法计算，而平台以下部分墙背所受的土压力只与平台以下填土的重量有关。减压平台一般设置在墙背中部附近，并向后伸得越远则减压作用越大，以伸到滑动面附近为最好。

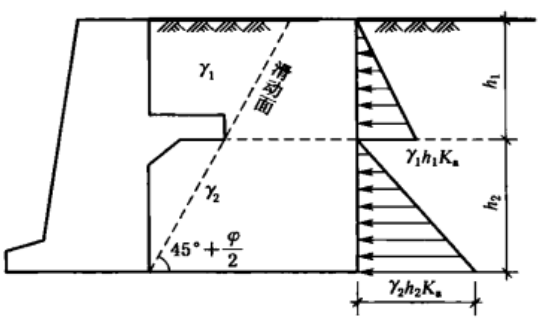
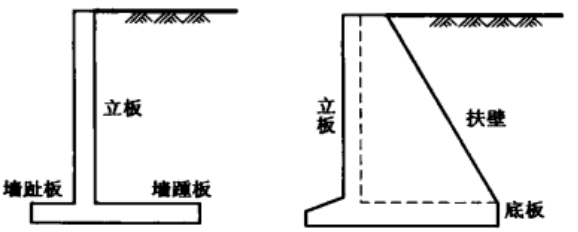


图 5-16　有卸荷平台时土压力强度分布图

(2) 悬臂式挡土墙。悬壁式挡土墙一般用钢筋混凝土建造。它由三部分组成，即立臂(立板)、墙趾悬臂(墙趾板)和墙踵悬臂(墙踵板)，如图 5-17(a)所示，其墙体稳定主要靠墙踵悬臂上的土重维持，墙体内的拉力由钢筋承担。多用于市政工程及贮料仓库。适用于墙高 6 m 左右。



(a) 悬臂式　　(b) 扶壁式挡土墙

图 5-17

(3) 扶壁式挡土墙。在墙高 $h>10$ m 时，挡土墙立臂(立板)受到的弯矩，产生的挠度都将较大，为了增加悬臂的抗弯刚度，沿墙长每隔一定距离(0.3～0.6)h 设置一道扶壁，故称为扶壁式挡土墙。如图 5-17(b)所示，其墙体稳定主要靠扶壁间填土的土重维持。多用于较重要的大型土建工程。

2) 挡土墙基础

挡土墙的基础是保证挡土墙安全正常工作的一个重要部分。很多挡土墙的破坏，都是因基础设计不当而引起的。挡土墙的破坏有的是因地基不良，有的是因地基基础处理不当所致。设计基础时，必须充分掌握基底的工程地质与水文地质条件，在安全、可靠、经济的条件下，确定基础类型、埋置深度、地基处理措施。

挡土墙一般采用明挖基础。当基底为松软土层时，可采用换填或桩基础。水下基础挖基有困难时，可采用桩基础。

基础埋置深度的要求。基础的埋置深度，应按下列条件确定：

① 结构物的用途，基础的类型和构造。

② 作用在地基上的荷载大小和性质。

③ 工程地质和水文地质条件。

④ 相邻建筑物的基础埋深。

⑤ 地基土冻胀和融陷情况。

挡土墙的基础埋深，应按下列规定确定：

① 在土质地基中，基础埋深不宜小于 0.8 m；在软质岩地基中，基础埋置深度不宜小于 0.5 m。

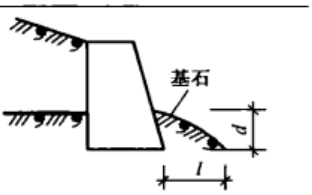
② 满足地基规范关于基础最小埋深的规定。

③ 受水流冲刷时，应在冲刷线以下不小于 1.0 m。

④ 墙基础位于斜坡地面时，其墙趾嵌入地层中最小尺寸应符合表 5-10 的规定。

⑤ 基础不得置于有机土、泥炭、腐殖土及废弃垃圾上。

表 5-10　　挡土墙基础嵌入岩层尺寸

序号	基底岩层	d/m	l/m	示意图
1	石灰岩、砂岩及玄武岩等	0.25	0.25～0.50	
2	页岩、砂岩交互层等	0.60	0.6～1.5	
3	松软的岩石，如千枚岩等	1.0	1.0～2.0	
4	砂夹砾石等	不小于 1.0	1.5～2.5	

基础尺寸设计必须保证承载力强度及基础本身的强度条件的满足。

3）挡土墙后回填土料要求

为保证挡土墙的安全正常工作及经济合理，填料的选择也是一项重要工作。选择好填土，不仅使设计合理，也更经济和安全。

由土压力理论可知，填土重度愈大，主动土压力愈大，填料的内摩擦角愈大，主动土压力愈小。所以应选择重度小，而内摩擦角大的填料。一般以块石、砾石、粗砂为好。这样的填料透水性强，抗剪强度稳定，易排水，能显著减少主动土压力。

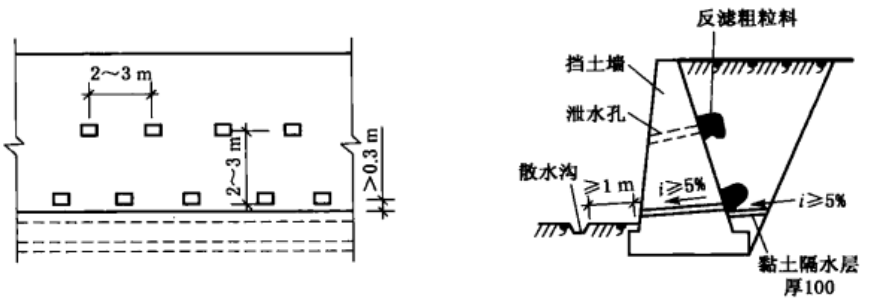
因黏性土的压实性和透水性都较差，又常具有吸水膨胀性和冻胀性，产生侧向膨胀压力，影响挡土墙的稳定性。当不得不采用黏性土时，应适当混以块石，填土必须分层夯实，保证质量不能采用淤泥、耕土、膨胀黏土、块结黏土为填料。在季节性冻土区，不能用冻胀性材料。应选择炉渣、碎石、粗砂等非冻胀材料。对于重要的、高度较大的挡土墙，用黏土作回填料是不合适的。由于黏土性能不稳定，在干燥时体积易收缩，而在雨季时膨胀，由于其交错收缩与膨胀，在挡土墙上形成的侧压力无法正确考虑，其数值有时比计算的土压力大许多倍，它会使挡土墙外移，甚至使挡土墙失去作用和毁坏。

填料计算指标的确定，如填料的重度 γ，抗剪强度指标 c 和 φ，填料与墙背的摩擦角 δ 等，对于挡土墙设计都是十分重要的，直接关系到挡土墙的安全和经济性，它们是计算土压力的关键数据。因此，在设计之前，对以上各项指标由试验确定，尽量取得准确的符合实际的数值。

当然，填料一般应当从基坑开挖及附近的挖土取得。正确做法应当是对其材料性质加以改善，使之满足以上要求。

4）墙身排水

挡土墙应采取一定的排水措施，如图 5-18 所示。当可以向坡外排水时，为使墙后积水易于排出，应在墙身布置适当数量的泄水孔，外斜 5%。孔眼尺寸(mm)一般为 50×100，100×100，150×200 或 100 的圆孔。孔眼间距为 2～3 m，最下一排的泄水孔应高出地面(图 5-18)。如墙后渗水量较大，应增密泄水孔、加大泄水孔尺寸或增设纵向排水措施。为防止墙后积水渗入基础，应在最低泄水孔下部铺设黏土层并加夯实；同样，也应将墙前的回填土分层夯实，防止渗水。在泄水孔附近应用粗颗材料覆盖，并做成反滤层，以免淤塞。在填土表面宜辅设防水层，一般可用黏土夯实，厚 300 mm，并做成 1∶1.5 的缓坡，以利排水；或在黏土层上设一层 20 mm 厚的水泥砂浆，上涂薄层沥青。



(a) 立面图　　(b) 剖面图

图 5-18　泄水孔的设置

当墙后有山坡时，应在坡下设置截水沟。

对于不能向坡外排水的，应在墙后设置足够的排水暗沟。

5）伸缩缝设置

重力式挡土墙应沿墙每隔 10～20 m 及与其他建筑物连续处设置伸缩缝。由于墙高不同，墙底纵向坡度大，回填料不同，或地基的压缩性不同，各段挡土墙可能发生不同的变形，应设置沉降缝。伸缩缝与沉降缝可以合并设置。缝宽为 20～30 mm。缝内沿墙的前、后、顶三边填塞沥青麻筋或沥青木板，塞入深度不小于 0.2 m。在挡土墙的拐角处，应采取加强的构造措施。凡用沉降缝隔开的各段必须设置在同一土层上。

6）建筑材料的选定

选择建筑材料，应以就地取材为主。如本地区无可用之材，则必须根据材料的来源及价格、运距及工程结构的选型综合考虑选定。对重要的挡土墙可采用现浇钢筋混凝土。

当选用天然石料时，应选用无明显风化的石料，其极限抗压强度不低于 30 N/mm^2，同时应满足抗冻等要求。在浸水挡土墙中石料软化系统不得低于 0.8。

在石料缺乏地区，常选用混凝土或钢筋混凝土，此时也应作比较，到底选用何种材料经济。应对不同材料，不同截面作试算，给出造价的估算，综合评价，以确定支挡结构的最后的选型。

2. 挡土墙的岩土勘察

1）岩土勘察一般规定

挡土墙工程与主体工程是不可分割的整体，因而基坑工程的勘察应在主体工程建筑地基勘察时一并进行，其勘察工作量及勘探测试方法应同时满足主体工程地基基础与挡土墙工程设计、施工所需的各类参数。一般情况下可不单独进行挡土墙工程的勘察，但当已有勘察资料难以满足挡土墙支护设计与施工所需的参数时，应进行必要的补充勘察。

根据挡土墙工程发生的大量坍塌和质量事故分析，多数是对浅层地基没有足够重视和勘查，以致设计对土性参数的应用、支护结构设计和施工措施等方面存在不当或疏忽所引起的。在合并进行勘察时，应特别重视对挡土墙附近浅层地基的勘查，当浅层存在不良地质现象、夹砂薄层或地下障碍物时，更应引起足够的重视，进行适宜的勘探测试工作。为此，针对这些情况提出了浅层勘察和提供资料的具体要求，如土层结构、夹砂、暗浜、填土、地下障碍物等分布情况的描述。上部潜水和坑底承压水的埋藏条件，产生渗流、管涌以及流砂等可能性方面的分析和评价。

在挡土墙工程岩土勘察时，应提供下列资料：

（1）场地土层的成因类型、结构特点、土层性质及夹砂情况。

（2）基坑及挡土墙边界附近场地填土、暗浜及地下障碍物等不良地质现象的分布范围与深度，并通过图纸资料反映其对挡土墙的影响情况。

（3）场地浅层潜水和坑底深部承压水的埋藏条件、土层的渗流特性及产生管涌、流砂的可能性。

（4）支护结构设计所需的土、水等参数。

岩土勘察的方法、手段及工作量宜按挡土结构的类别合理选择和确定。对一、二级挡土结构的工程宜采用多种勘探测试方法，综合分析评价岩土的特性参数。

由于挡土结构的大小、开挖深度和环境要求的不同，拟采用的围护结构类型不同，因而对岩土勘察的要求也相应有所不同，对于设计要求较高的一级和一些复杂、特殊要求的挡土结构应采用多种勘探测试手段，综合分析和评价土层的特性和设计参数，以取得可靠的地质资料和参数。

这里所指的多种勘探测试方法是，除常规的方法以外的其他两种以上的勘探测试方法，以验证、补充所需土工试验指标的准确性和不足，包括必要时进行的现场十字板剪切试验、钻孔抽水或注水试验等。

2）勘察要点

不同等级的挡土工程及不同形式的支护结构，其所要求的岩土工程勘察深度、土性参数及勘探测试工作量是不完全相同的，因而在选择勘探测试方法时，应根据支护结构形式和类型、土性特点等有针对性地确定。

不少的工程实践表明，在挡土工程开挖时引起邻近建筑物、道路以及地下管线的损坏，严重地影响所在区域居民的工作和生活，或者因地下障碍物未勘查清楚，因而影响挡土结构的支护施工，延误工期并造成人力、物力的损失。因此，浅层地基的勘探测试是挡土结构工程勘查的重要内容之一。根据实践经验，挡土结构系统范围内的不良地质现象，包括暗浜、地下管线、地下障碍物等，对其分布及埋藏情况都应予以查明。浅层勘查的方法可先根据搜集到的《河流历史图》（俗称暗浜图）及地下管线图、人防工程设计图等资料，进行现场小螺纹孔勘查或物探普查。小螺纹孔的间距可为 10～15 m，当有暗浜分布时应查明其边界和深度。

基坑挡土工程的结构，多数是由各种类型的桩、墙构成，《建筑地基基础设计规范》（GB 50007—2010）对桩基的勘察孔间距已有明确规定，即以 20～35 m 为宜，实践证明，这基本能控制地基土层变化。基坑工程的勘探孔宜沿基坑的周边围护墙布置，间距也为 20～30 m，与主体建筑的勘察保持一致。一般情况下，不需要另增孔数，但当浅部土层的土性变化复杂时，则应根据基坑的特性进行必要的补充，并做到相互兼顾，使勘察方案经济合理。当场地条件和基坑体形复杂，与主体建筑基础勘察难以一致时，应适当加密勘探点，且围护墙的转角处宜有勘探点。

挡土工程勘探测试孔的深度应满足围护结构稳定性验算的要求，根据工程经验，挡土墙的插入深度应通常为基坑开挖深度的 0.8～1.2 倍，因而勘探测试孔的深度确定为挡墙基础开挖深度的 2.5 倍。当勘察孔与主体工程建筑共用时，其孔深应根据主体工程的要求确定。但对挡墙工程设计所需的参数，如土的渗透系数、抗剪强度、侧压力系数等参数的测试深度，应达到 2.5 倍挡墙基础深度的土层范围。对于一、二级挡墙，由于其重要性和要求都较高，钻孔深度以达到较好的土层并穿透淤泥质软弱土层为宜。

在基坑围护结构的插入探度范围内，采取不扰动土样与原位测试的竖向间距以 1～2 m 为宜的规定，以与《建筑地基基础设计规范》（GB 50007—2010）相协调。同时根据上海、浙江地区的土层分布概况，第 2 层褐黄色硬壳层的厚度约 1～3 m。其下卧第 3 层淤泥质粉质黏土层的厚度虽有 3～4 m，但其中往往夹有砂质粉土等的夹层，土质不均且夹层均较薄。为使土样具有足够的代表性，故不扰动土样的间距不宜取得过大，当遇有粉性土夹层时，尚应加密取样间距，使粉性土夹层中取到不扰动土样。为有目的地确定取样的位置，可先作静力触探试验，按贯入阻力曲线形状选择不扰动土样的取土位置，并应根据土

层特性采用合适的取土器和取土方法，对淤泥质土层宜采用薄壁取土器压入取样，以确保取样的质量。

软土地区的地下水，主要是浅部黏性土层中的潜水和粉性土、砂土中的微承压水，对基坑工程开挖施工有较大的影响，特别是粉性土或砂土中的微承压水影响最大。在开挖挡墙基础过程中，由水头差引起的渗漏，严重时会产生“流砂”和突涌，给施工开挖及邻近建筑物和地下管线带来危害和影响，因此，要求钻探过程中必须及时测量地下水的初见水位和静止水位。另一方面，地下水水位受大气降水、地表还流的影响，往往与地表水体有一定的联系，对于靠近江河湖海的基坑，应查明地下水的补给条件和水位变化规律。地下水对围护结构有腐蚀性影响时，应查明其污染源及流向。对于挡墙基础埋深较大的工程，由于开挖减少了挡墙基底以下上覆不透水层的厚度，可能会因承压水头压力造成坑底土体突涌，对这类挡墙基础则需测量承压水头的高度和含水层界面。

对位于旧房拆迁地区的挡墙基础工程，还应勘查旧管道的封堵是否符合要求，防止管网水浸入基坑。

钻探结束后，应及时用砂土或黏土球封填钻孔，防止由于塌孔引起土体变化，对位于坑内的勘探孔则应采用黏土球进行封孔，防止承压水经钻孔溢流上涌。例如，某大厦挡墙基坑工程开挖过程中。挖至 10 多 m 时已发生过坑底冒水和涌砂现象，影响了基坑的开挖施工，经浇灌水泥浆封堵钻孔，将冒水通道堵死，才得以保证基坑的继续开挖和底板施工的顺利进行。

3）勘察结果

勘察结果报告应对挡墙支护结构影响深度范围内的土层埋藏条件、分布和特性进行综合分析评价，并提供挡墙结构设计和施工所需的各项参数。

在勘探点平面布置图及工程地质剖面图中，除表述正常的土层分布外，尚应对暗浜、填土、地下障碍物等不良的地质现象描述清楚。

阐明场地浅部潜水及深部承压水的埋藏条件、水位变化幅度以及土层的渗流条件，并对产生流砂、管涌、塌方可能性作出评价。

提供挡墙支护结构影响范围内各土层物理、力学试验指标的统计值。

对三级挡墙工程可提供范围值（最大和最小）、算术平均值。当土质不均、设计需要时，尚应提供统计的子样数、均方差、变异系数及最大、最小算术平均值。

对一、二级挡墙工程，应提供最大、最小算术平均值，统计子样数、均方差、变异系数。当强度变异系数大于 30%时，宜剔除最大、最小值后再统计其算术平均值。对各土层抗剪强度指标的统计方法应采用最小二乘法或按 τ 值散点图绘制平均抗剪强度线，确定 φ 和 c 平均值。

提供各种原位测试的单孔成果图表，并按厚度加权平均法统计各土层的平均值。

勘察报告应针对场地岩土条件及周围环境，提出适宜的挡土墙结构类型及环境保护措施，以及预防工程事故等方面的建议。

3. 土的测试参数

岩土工程测试参数应根据挡土墙重要性等级、支护结构类型、设计与施工要求等确定。常用测试参数和方法可参见表 5-11。

表 5-11　　常见测试参数一览表

序号	测试参数	试验方法	工程应用
1	含水量 w	含水量试验	水、土压力验算
2	密度 ρ	密度试验	
3	不均匀系数 $C_u=\frac{d_{60}}{d_{10}}$	颗粒分析	评价流砂、管涌可能性
4	压缩模量 E_s 压缩指数 C_c 固结系数 C_v 回弹指数 C_s 超固结比 OCR	固结试验 先期固结压力试验 固结试验、测回弹	土体变形计算 土体回弹置计算 土的应力历史评价
5	内摩擦角 φ 内聚力 c	直剪固结快剪试验 （提供峰值平均值）	稳定性验算
6	总应力抗剪强度 $\frac{\varphi_{cu}}{c_{cu}}$ 有效抗剪强度 $\frac{\varphi'}{c'}$	三轴固结不排水剪试验 直剪慢剪试验	土压力及稳定性验算
7	无侧限抗压强度 q_u 十字板抗剪强度 $(c_u)_v$	无侧限抗压强度试验 现场十字板剪切试验	稳定性验算
8	渗透系数 k	渗透试验、(k_v, k_h)、 抽（注）水试验	降水、抗渗计算

挡土墙基础的支护设计参数可由室内试验测定。土体的抗剪强度可用总应力法，二、三级挡土墙基础可采用直剪固结快剪峰值指标。但选用土体抗剪强度指标时应考虑围护结构的类别、基坑受力特性以及排水和环境条件等因素。

一级挡土墙基础工程土体抗剪强度指标，宜采用三轴固结不排水压缩试验的有效应力指标或直剪慢剪指标。当地质条体复杂、基底面积较大时，尚应进行现场十字板剪切试验、静力触探试验、旁压试验等原位测试方法，并通过综合分析评价其测试参数设计值。

当土层夹砂变化较复杂且需要进行降水设计时，宜采用现场抽（注）水试验方法测定土层的渗透系数指标。

当支护工程设计需要时，应采用专门原位测试方法。测定设计所需的基床系数等参数，对非饱和土的各种三轴试验，见表 5-12。

表 5-12　　非饱和土的各种三轴试验

序号	试验方法	剪切前是否固结	外排		剪切过程		
			孔隙气	孔隙水	孔隙气压力 u_a	孔隙水压力 u_w	土体积变化 ΔV
1	固结排水 CD	是	是	是	控制	控制	量测
2	含水量 CW	是	是	否	控制	量测	量测
3	固结不排水 CU	是	否	否	量测	量测	—
4	不排水 UU	否	否	否	—	—	—
5	无侧限 UC	否	否	否	—	—	—

4. 挡土墙构造

1）重力式挡土墙

构造要求：

重力式挡土墙的尺寸随墙型和墙高而变。重力式挡土墙墙面胸坡和墙背的背坡一般选用1∶0.2～1∶0.3，仰斜墙背坡度愈缓，土压力愈小。但为避免施工困难及本身的稳定，墙背坡不小于1∶0.25，墙面尽量与墙背平行。

现对于垂直墙，如地面坡度较陡时，墙面坡度为1∶0.05～1∶0.2，对于中、高挡土墙，地形平坦时，墙面坡度可较缓，但不宜缓于1∶0.4。

采用混凝土块和石砌体的挡土墙，墙顶宽不宜小于0.5 m；整体灌注的混凝土挡土墙，墙顶宽不应小于0.2 m；钢筋混凝土挡土墙，墙顶不应小于0.2 m。通常顶宽约为$h/12$，而墙底宽约为$(0.5\sim0.7)h$，应根据计算最后决定墙底宽。

当墙身高度超过一定限度时，基底压应力往往是控制截面尺寸的重要因素。为了使地基压应力不超过地基承载力，可在墙底加设墙趾台阶。加设墙趾台阶对挡土墙抗倾覆稳定也有利。墙趾的高度与宽度比，应按砌体结构的刚性角确定，要求墙趾台阶连线与竖直线之间的夹角θ(图5-19)，对于石砌结构不大于35°，对于混凝土结构不大于45°。一般墙趾的宽度不大于墙高的1/20，也不应小于0.2 m。墙趾高应按刚性确定，但不宜小于0.5 m。

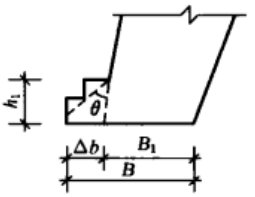


图5-19 墙趾示意图

墙体材料。挡土墙墙身及基础，采用混凝土不低于C25，采用砌石、石料的抗压强度一般不小于MU30，寒冷及地震区，石料的重度不小于20 kN/m³，经25次冻融循环，应无明显破损。挡土墙高小于6 m，砂浆宜采用M5；超过6 m高时宜采用M7.5，在寒冷及地震地区应选用M10。

挡土墙顶部根据需要设置帽石。材料可采用粗料石或C15强度等级的混凝土，厚度不小于0.4 m，宽度不少于0.6 m，突出墙外飞檐宽度不小于0.1 m。如不设帽石，可选用大块片石置墙顶用砂浆抹平。

挡土墙施工与一般土建工程施工有相同的共性，但也有其特殊性，下面仅给出在挡土墙施工时应注意的事项：

(1) 挡土墙基础如置于基岩上时，应注意清除基岩表面层风化部分；基础如置于土层上，则不应将基础放于软土、松土及未经处理的回填土上。

(2) 挡土墙位于斜坡上时，基底纵坡应不陡于5%；当纵坡大于5%时，应将基底做成台阶形式。横向位于斜坡上时，较坚硬的岩石上可做成台阶形，但应满足设计要求。

(3) 挡土墙墙后地面坡度陡于1∶5时，应先处理填方地基(铲除草皮，开挖台阶等)，然后填土，以免填方沿原地面滑动。

(4) 墙后临时开挖边坡的坡角，随不同土层和边坡高度而定。松散坡积层地段挡土墙，宜分散跳槽开挖，挖成一段，砌筑一段，以保证施工安全。

(5) 沿河、滨湖、水库、海边地区的挡土墙，由于基底受水流冲刷和波浪侵袭，常导致墙身的破坏，应注意加固与防护。

(6) 施工前，应做好地面排水系统、保持基坑干燥；对基坑内排水及内支撑应做好地面排水系统，以保证安全施工。

(7) 基坑挖到设计标高时，地基与原设计不符，一定要作变更设计或采取其他工程措施，以保证基础的安全。

(8) 浆砌片石挡土墙，使用的砂浆水灰比必须符合要求，砂浆应填塞饱满。岩石基坑砌料应紧靠坑壁，应与岩层结为一体。

(9) 不应使用易于风化的石料或未凿面的大卵石砌筑墙身，片石中间厚不应小于200 mm。

(10) 经常受侵蚀水作用的挡土墙，应采用抗侵蚀的水泥砂浆砌筑或抗侵蚀的混凝土灌注，否则应采用其他防护措施。

(11) 砌筑挡土墙时，不得做成水平通缝，墙趾台阶转折处，不能做成竖直通缝。

(12) 墙身砌出地面后，基坑应及时回填夯实，并做成不小于4%的向外流水坡，以免积水下渗，影响墙身稳定。

(13) 随着墙身的砌筑，待砌体强度达到70%以上时。墙后填料及时回填，并使填料夯实，保证质量，必须使内摩擦角达到设计要求。

(14) 地震地区挡土墙应分段砌筑，每段墙基础应砌筑在均质土壤上，每段墙长宜选为10～15 m。当浆砌片石挡土墙高超过8 m时，最好沿墙高第4 m设一混凝土垫层。

(15) 浸水地区挡土墙，墙身两侧必须涂防渗层，使水流仅能由泄水孔溢出。

(16) 浸水地区挡土墙后的回填土，尽量采用渗水土填筑，以利于迅速排出积水，减少由于水位涨落而引起的动水压力。当采用围堰施工地段，宜在枯水季节施工，一般应分段开挖，避免过多挤压河身，加剧冲刷。

(17) 施工中一定要注意监测，及时发现不利情况，采取有效措施。

2) 悬臂式挡土墙

构造要求：

立板。悬臂式挡土墙是由立板和底板两部分组成。为便于施工，立板内侧(即墙背)做成竖直面，外侧(即墙面)可做成1∶0.02～1∶0.05的斜坡，具体坡度值将根据立板的强度和刚度要求确定。当挡土墙墙高不大时，立板可做成等厚度。墙顶的最小厚度通常采用200～250 mm。当墙高较高时，宜在立板下部将截面加厚。

墙底板。墙底板一般水平设置。通常做成变厚度，底面水平，顶面则自与立板连接处向两侧倾斜，墙底板是由墙踵板和墙趾板两部分组成。墙踵板顶面倾斜，底面水平，其长度由全墙抗滑稳定验算确定，并具有一定的刚度。靠立板处厚度一般取为墙高的1/12～1/10，且不应小于200～300 mm。

墙趾板的长度应根据全墙的倾覆稳定、基底应力(即地基承载力)和偏心距等条件来确定，一般可取为0.15～0.3B，其厚度与墙踵相同。通常底板的宽度B由墙的整体稳定来决定，一般可取墙高度h的0.6～0.8倍。当墙后为地下水位较高，且地基承载力很小的软弱地基时，B值可能会增大到1倍墙高或者更大。

凸榫。为提高挡土墙抗滑稳定的能力，底板设置凸榫，如图5-20所示，为使凸榫前的土体产生最大的被动土压力，墙后的主动土压力不因设凸榫而增大，凸榫应设在正确位置上。具体设置位置及强度计算参见挡土墙计算的有关规定。

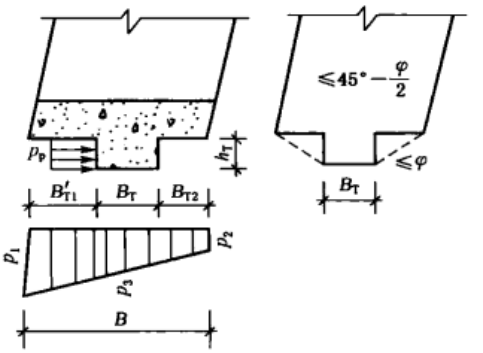


图5-20 凸榫计算图

墙身钢筋混凝土配筋：

悬臂式挡土墙的立板和底板，按受弯构件设计。除构件正截面受弯承载力、斜截面承载力之外，还要进行裂缝宽度验算，均按有关要求进行。

立板钢筋配置。经钢筋计算，已确定钢筋的面积。钢筋的设计则是确定钢筋直径和钢筋的布置。

立板受力钢筋沿受拉侧竖直放置，一般钢筋直径不小于 12 mm，底部钢筋间距一般采用 100～150 mm。因立板承受弯矩越向上越小，可根据材料图将钢筋切断。当墙身立板较高时，可将钢筋分别在不同高度分两次切断。仅将 1/4～1/3 受力钢筋延伸到板顶。顶端受力钢筋间距不应大于 500 mm。钢筋切断部位，应在理论切断点以上再加一钢筋锚固长度，而其下端插入底板一个锚固长度。锚固长度一般取 25～30 d（d 为钢筋直径）。

在水平方向也应配置不小于 ϕ8 的分布钢筋，其间距不大于 300～400 mm，截面积不小于立板底部受力钢筋的 10%。

对于特别重要的悬臂式挡土墙，在立板的墙面另一侧和墙顶，也按构造要求配置少量钢筋或钢丝网，以提高混凝土表层抵抗温度变化和混凝土收缩的能力，防止混凝土表层出现裂缝。

底板钢筋配置。墙踵板受力钢筋，设置在墙踵板的顶面。受力筋一端插入立板与底板连接处以左不小于一个锚固长度；另一端按材料图切断，在理论切断点向外伸出一个锚固长度墙趾板的受力钢筋，应设置于墙趾板的底面，该筋一端伸入墙趾板与立板连接处以右不小于一个锚固长度；另一端一半延伸到墙趾，另一半在 $b/2$ 处再加一个锚固长度处切断。

为便于施工，底板的受力钢筋间距最好取与立臂的间距相同或整数倍。在实际设计中，常将立板的底部受力钢筋一半或全部弯曲作为墙趾板的受力钢筋。立板与墙踵板连接处最好做成贴角予以加强，并配以构造筋，其直径与间距可与墙踵板钢筋一致，底板也应配置构造钢筋。钢筋直径及间距均应符合有关构造的规定。

3）扶壁式挡土墙

构造要求：

扶壁式挡土墙是钢筋混凝土挡土墙的一种主要形式，也属轻型结构。挡土墙高于 6 m，扶壁式要比悬臂式经济。一般扶壁式挡土墙高在 9～10 m 左右。

扶壁式挡土墙由立板、底板及扶壁三部分组成，如图 5-21 所示。通常，底板设凸榫。立板和底板的墙踵板均以扶壁为支座而成为多跨连续板。为便于施工，扶壁间距一般为墙高的 1/3～1/2，可近似取为 3～4.5 m，厚度约为两扶壁间距的 1/8～1/6，一般可取为 300～400 mm。立板与底板所需的厚度，均与扶壁的间距成正比，故选择恰当的间距极为重要。立板顶端厚不小于 200 mm，下端厚度最后将由计算决定。底板分为墙趾板与墙踵板，其厚度最终值将由计算决定。但最小厚度不小于 200～300 mm。

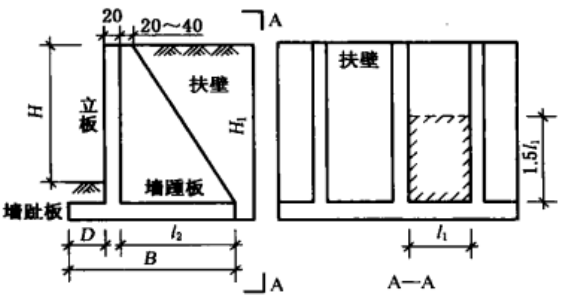


图 5-21 扶壁式挡土墙

扶壁两端立板外伸长度，根据外伸的悬

臂的圆端弯矩与中间跨固端弯矩相等的原则确定，通常选用两扶壁净间距的 0.41 倍。

扶壁式挡土墙的底宽 B 与墙高之比，可取 0.6～0.8 之间，有地下水或地基承载力较低时要加大。

配筋要求：

(1) 说明。扶壁式挡土墙的立板、墙趾板、墙踵板按矩形截面受弯构件配筋，而扶壁按变截面“T”形梁设计配筋。

(2) 立板配筋。水平受拉钢筋。立板的水平受拉钢筋分为内、外两侧。

内侧水平受拉钢筋 N_2，布置在立板靠填土一侧，承受水平弯矩，以扶壁处支座弯矩设计，全墙可分为 3～4 段。

外侧水平受拉钢筋 N_3，布置在中间跨立板临空一面，承受水平正弯矩，该钢筋沿墙长方向通长布置。为方便施工，可在扶壁中心切断。沿墙高可分几条配筋，但不易分条过多。

竖向配筋。立板的竖向受力钢筋，也分内、外两侧。内侧竖向受力筋 N_4 布置在靠填土一侧，承受立板的竖向负弯矩。该筋向下伸入墙踵板不少于一个钢筋锚固长度；向上在距墙踵板顶高 $H/4$ 加上一个钢筋锚固长度处切断，如图 5-22 所示。

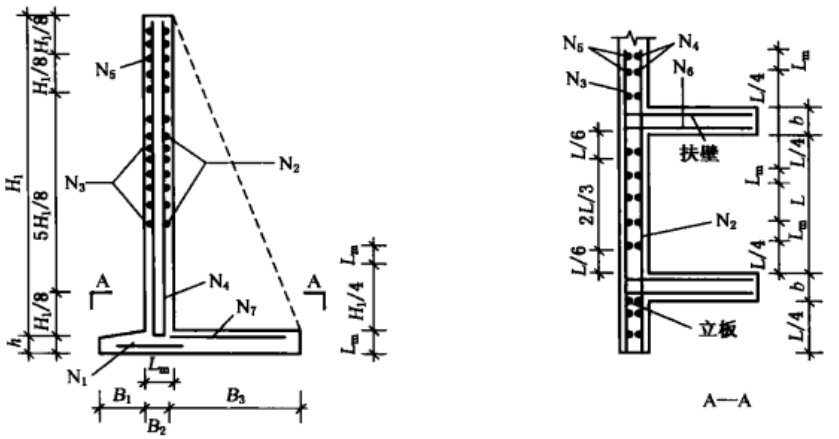


图 5-22　立板钢筋设计图

可采用在跨中 $2l_1/3$ 范围内按跨中的最大竖向负弯矩 $M_{底}$ 配筋，靠近扶壁两侧各 $l_1/6$ 部分按 $M_{底}/2$ 配筋。

外侧竖向受力钢筋 N_5，布置在立板外侧，承受立板的竖向正弯矩，该钢筋通长布置，兼作立板的分布钢筋之用。

立板与扶壁的 U 形拉筋。连接立板与扶壁的 U 形拉筋 N_6，其开口向扶壁的背侧。该钢筋每一肢承受高度为拉筋间距水平板条的板端剪力 $Q_{端}$，在扶壁通长布置。如图 5-22 所示。

(3) 墙踵板配筋。为了立板承受竖向负弯矩的钢筋 N_4 得以发挥作用而在墙踵板顶面设置横向水平钢筋 N_7 的。该筋位于墙踵板顶面，垂直于立板方向。钢筋 N_7 布置与钢筋 N_4 相同，该筋一端插入立板，加一个钢筋锚固长度；另一端伸至墙踵端，也作为墙踵扳纵向钢筋 N_8 的定位钢筋。如钢筋 N_7 的间距很小，可以将一半 N_7 在距墙踵板 $B_3/2$ 减一个钢

筋锚固长度处切断。

墙踵板顶面和底面纵向水平受拉筋 N_8 和 N_9，承受墙踵板扶壁两端的负弯矩和跨中正弯矩。该钢筋切断情况与 N_2，N_3 相同。

连接墙踵板与扶壁之间的 U 形钢筋 N_{10}，其开口向上。向上可在距墙踵面板顶面一个钢筋锚固长度处切断。也可延至扶壁的顶面，作为扶壁两侧的分布钢筋。在垂直于立板立向分布与墙踵板顶面纵向水平钢筋 N_8 相同。

(4) 墙趾板配筋。同悬臂式挡土墙墙趾板的配筋设计。

(5) 扶壁配筋。扶壁背侧的受拉钢筋 N_{11}，应根据扶壁的弯矩图，选择 2～3 个截面，分别计算所需的拉筋根数。为节省混凝土，将钢筋 N_{11} 多层排列，但不多于三层。其间距应满足规定要求，必要时，可采用束筋。各层钢筋上端应按不需此钢筋的截面再延长一个钢筋锚固长度，必要时，可将钢筋沿横向弯入墙踵板的底面。

还需根据剪力配置箍筋，并按构造要求布置构造钢筋。

5.6 黏性土挡墙土压力试验与实测

山东某工程基坑四周新建高 27 m 的边坡支护 200 多 m，为了合理设计边坡支护的挡墙，在工程设计前在工程中选取一段试验挡墙，进行土压力实测。现将实测成果记录如下。

1. 试验概述

本试验在山东某工程附近选择一个具有代表性的土层，做了大小共三个试验挡墙，进行原状土土压力的实测试验。各墙尺寸见表 5-13。

表 5-13　　试验挡墙尺寸一览表

序号	挡土墙名称	尺　寸/m			土体加荷面积/m^2
		高	宽	厚	
1	大试验墙	9.2	3	0.6～1.7	3×8=24
2	小试验墙(1)	2.2	1	0.6～1.0	1×2.2=2.2
3	小试验墙(2)	2.2	1	0.24	1×2.2=2.2

现将试验情况简述如下：

1) 大试验墙(简称大墙)

首先，将土体制成一个高 9.2 m，宽 9 m 的垂直坡，在垂直坡的中部砌一个 3 m 宽，9.2 m 高的重力式浆砌块石挡土墙，用 M_5 水泥砂浆砌成。试验墙尺寸上部宽 0.6 m，下部宽 1.4 m，基础宽 1.7 m。

土体顶面宽 3 m，长 8 m。为使土体顶面施加垂直荷载时，土体内的应力条件符合平面假定，将试验墙两侧土体挖成宽 0.5 m 的沟槽，沟底自墙脚成 45°斜坡向上至土体顶面，使试验土体与两侧土体分开。沟内充填干砂及炉渣。墙脚被动土体也同样切断，与两侧土体分开，沟坡较前更缓(图 5-23、图 5-24)。

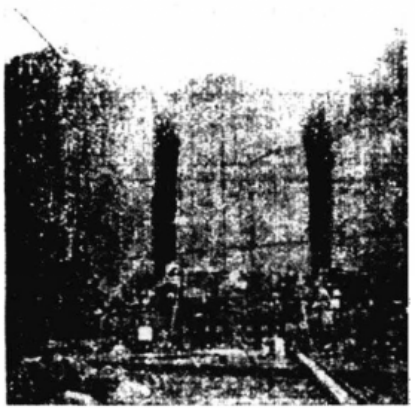


图 5-23　大墙土体开挖实况

沿墙背中心线共埋设九个压力盒，以测定墙背土压力；沿墙基础中心线埋设三个压力盒，以测定墙基础底面应力；墙脚侧壁中点处埋设一个压力盒测定被动土压力（图 5-24）。

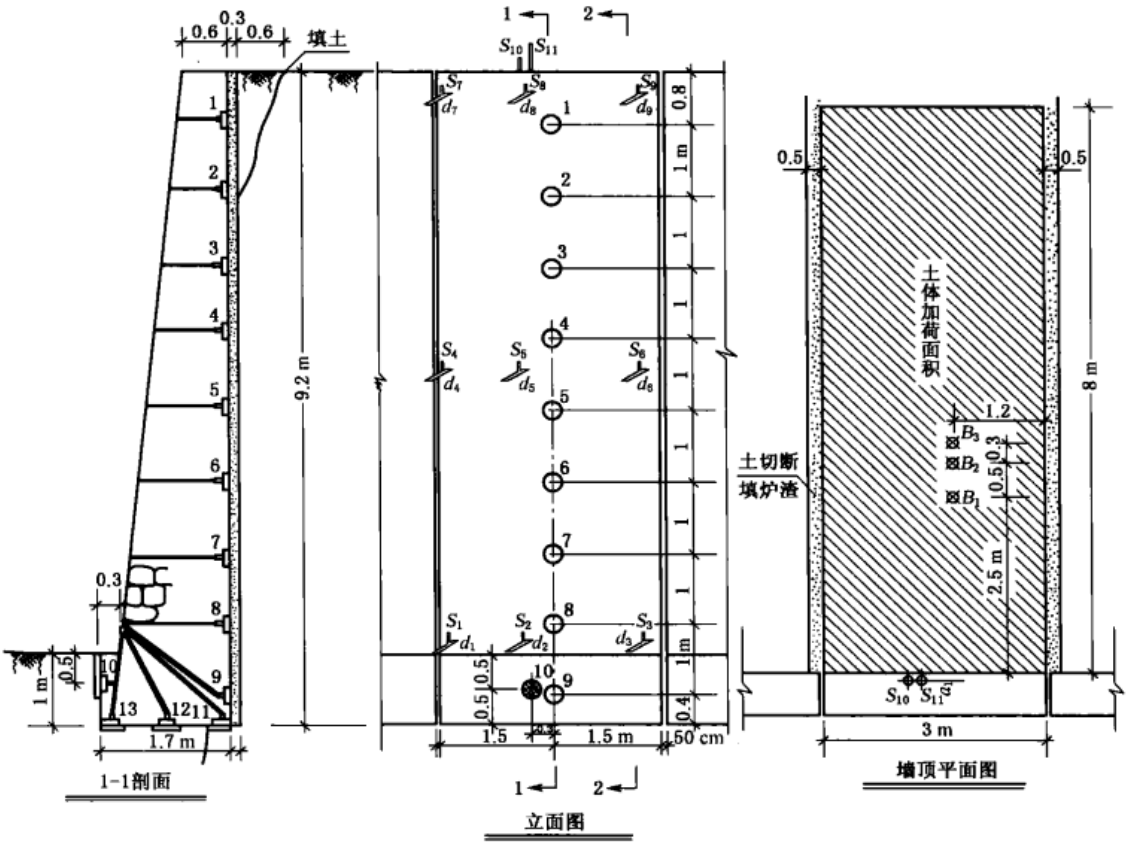


图 5-24　大试验墙尺寸与测试仪器埋设图

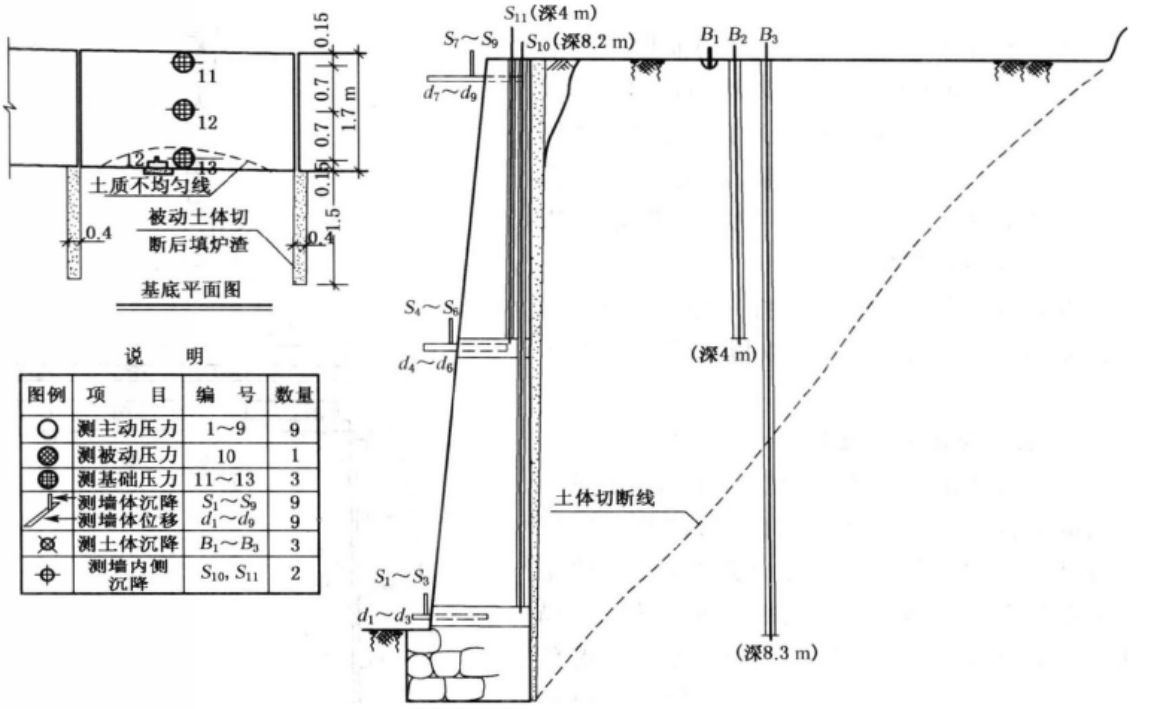
压力盒采用丹东弹性元件厂出产的 GY124 型钢弦压力盒，其直径为 124 mm，厚 29 mm，最大挠度 99.93×10^{-3} mm。钢弦频率接收器采用丹东电子仪器厂生产的 GPS-1 型。

为保证压力盒标定时的接触条件与试验土体实际作用时的接触条件一致，并尽量取得与实际一致的边界条件，使压力盒测量结果能比较正确地反映土压力的大小，我们对压力盒采用了“现场埋设就地标定”法。

为测定挡土墙在墙背土体超载下的位移和沉降，在墙的顶部、中部及底部，共埋设九个水平位移观测点和 11 个沉降观测点，并在墙背土体的中部设置了不同深度的沉降观测点见图 5-25。

水平位移观测用 Z_2 经纬仪，测量精度达 2″。为保证观测精度，采用“仪器固定”法（图 5-26），测点安置固定的钢直尺。沉降观测用 030 水准仪，精度 1/10 mm，测点上安设固定钢直尺。

除上述观测点外，在墙背土体的中心线上每隔 0.8 m 打一个石灰孔柱，用以观测试验后土体的破裂情况。



说　明

图例	项　目	编　号	数量
○	测主动压力	1～9	9
⊗	测被动压力	10	1
⊕	测基础压力	11～13	3
	测墙体沉降 测墙体位移	S_1～S_9 d_1～d_9	9 9
⊠	测土体沉降	B_1～B_3	3
⊕	测墙内侧沉降	S_{10}, S_{11}	2

图 5-25　大墙墙体压力盒、变形和沉降观测点布置图

土体顶面加荷面积为 3×8＝24 m²，用生铁块和钢轨施加均布荷载。荷重(超载)分七级施加，每级约 400 kN，相当于 16.7 kN/m²(见图 5-27)。每极荷载施加后，随时测量压力和变形的变化。



图 5-26　大墙位移测量



图 5-27　大墙土体加荷

2) 小试验墙 1 及 2(简称小墙 1 及 2)

小试验墙 1 及 2 的试验办法和大试验墙基本相同。先将土体削成一个高 2.2 m，宽 3 m 的垂直坡。在坡面中部砌一个宽 1 m，高 2.2 m 的挡土墙。沿墙背中心线埋设 5 个压力盒，测定墙背土压力。同时，在墙的上部和下部共设置 4 个水平位移观测点，用固定钢直尺和指示针测量墙体水平位移。在墙背土体表面设有沉降观测点。

为符合平面假定，在墙背土体两侧，各挖一条宽 0.3 m 的沟槽，沟内充填干砂和

炉渣。

土体顶面宽 1 m，长 2.2 m；加荷面积2.2 m^2。其上铺钢筋混凝土板和枕木，以均匀传递上部荷载。加荷用 1 000 kN 油压千斤顶，用预先锚固的钢桁架作千斤顶反力支座，加荷装置见图 5-28。荷载按 50 kN/m^2 为一级，逐级施加，直至土体出现破坏现象为止。

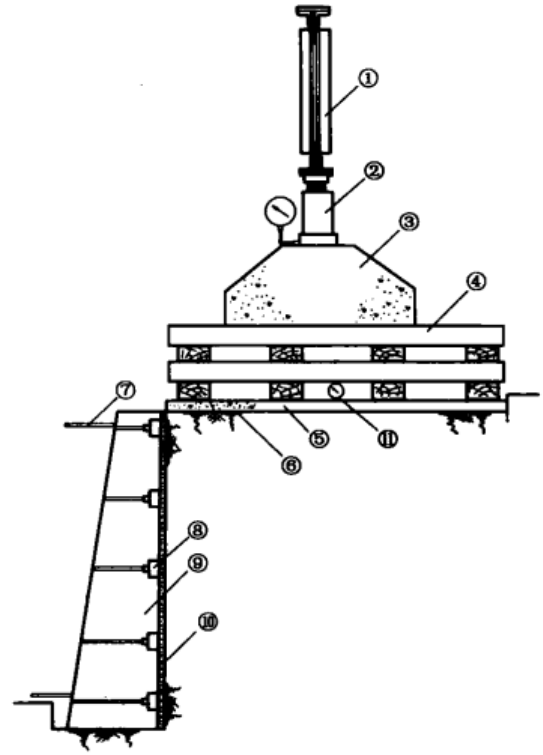
沿墙背土体的中心线，打一排石灰孔柱，孔柱间距 0.3～0.55 m，用以检查试验后土体破裂情况。

2. 土的物理力学性质

为了解该地区土的物理力学性质，曾对该地区的土层进行了较详细的勘探试验。根据试验结果，本区的土大致可分为两种：一种是属于黄褐色稍密实土，有肉眼可见的根孔，局部含有腐植物和姜结石；另一种属于红褐色土，较密实，易裂开，裂面有光泽及铁锰质黑色斑点。这次进行挡土墙土压力试验，土的性质基本上属于前一种。

为了更可靠地了解大墙墙后黏性土的性质，又对该地区土质重新取样，进行了物理性质、强度及静止侧压力系数的试验。

土的物理性质指标见表 5-14。



1—加荷桁架；2—油压千斤顶；3—预制锥形混凝土板；4—道木；5—预制钢筋混凝土板；6—试验土体；7—位移观测尺；8—钢弦压力盒；9—小试验墙；10—压力盒砂垫层；11—土体变形观测量表

图 5-28　小试验墙加荷示意图

表 5-14　　黏性土物理性质表

天然含水量 w/%	土的重度 γ/(kN/m³)	流性限度 w_r/%	塑性限度 w_p/%	塑性指数 w_n	天然稠度 B	饱和度 G/%	相对密度 Δ	孔隙比 ϵ	按颗粒组成分类
15.1	16.9	28.2	17.8	10.4	−0.03	53.9	2.72	0.92	轻粉质壤土

黏性土土压力计算是否正确，一方面，取决于计算公式的适用程度；另一方面，也视所选择的土的强度指标 c，φ 值是否能正确地反映土的工作状态。在这次挡土墙试验中，考虑到土的天然含水量较低，属硬塑性土，且在试验中加超载的速度较快，故采用直接快剪试验及三轴不排水剪试验分别测得其强度指标如下：

直接快剪试验

$$c = 7.5\ \text{kPa},\ \varphi = 26^\circ$$

三轴不排水剪试验

$$c = 5.5\ \text{kPa},\ \varphi = 20^\circ$$

试验墙的分析采用

$$c = 6.0\ \text{kPa},\ \varphi = 25°$$

土的静止侧压力系数，随土的性质不同，变化范围很大，一般很难从参考文献中选取可靠的数值。为了估计挡土墙土体加荷后对墙背所产生的侧压力，在室内测定了该土体的静止土压力系数 ξ。试验用三轴剪力仪测定，试样直径 $d = 6.4$ cm，高 15 cm，共作了两组试验，结果如下：

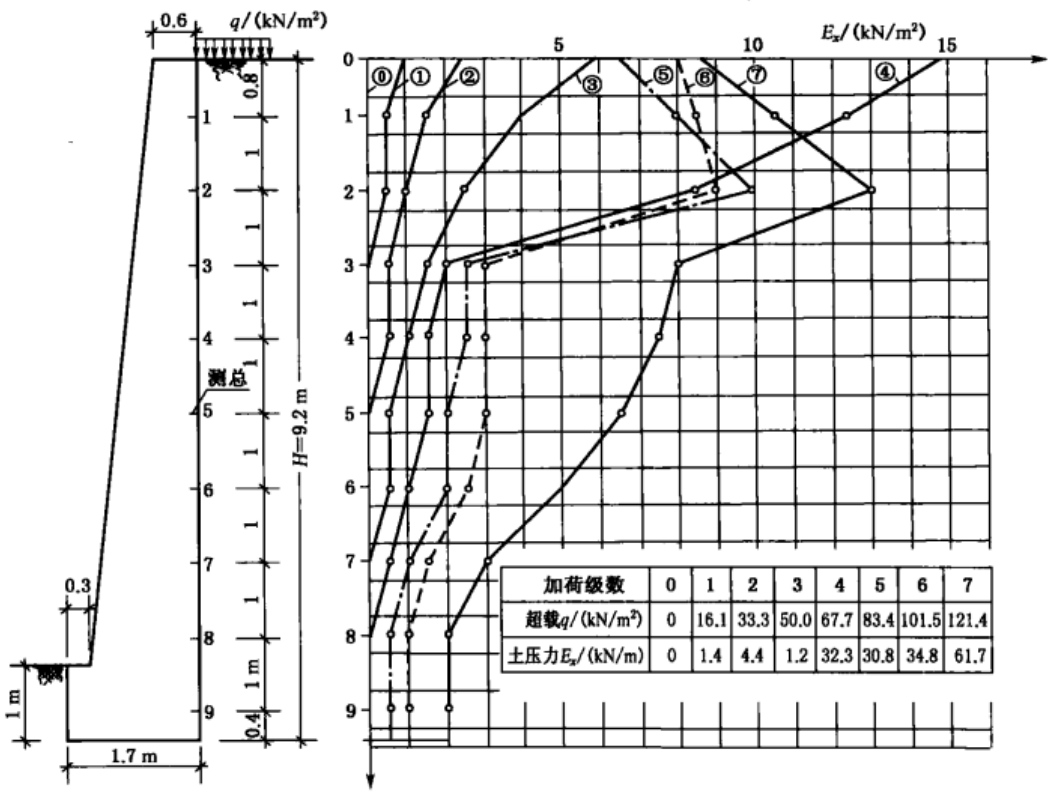
$$\xi_1 = 0.47,\quad \xi_2 = 0.35,\quad \xi_{平均} = 0.41$$

挡土墙基础与土层接触的摩擦系数，一些文献上只列有混凝土与土之间的摩擦系数，一般没有考虑凝聚力 c，对于黏性土，一般建议 f 为 0.3～0.35，也有 f 为 0.4～0.5 的。根据施工条件和所用的材料进行了现場摩擦（拖板）试验，测得：$c = 0.69$ kPa，$f = 0.6$，这次试验墙的稳定计算即以此指标为依据。

3. 土压力实测成果分析

1）墙背土压力

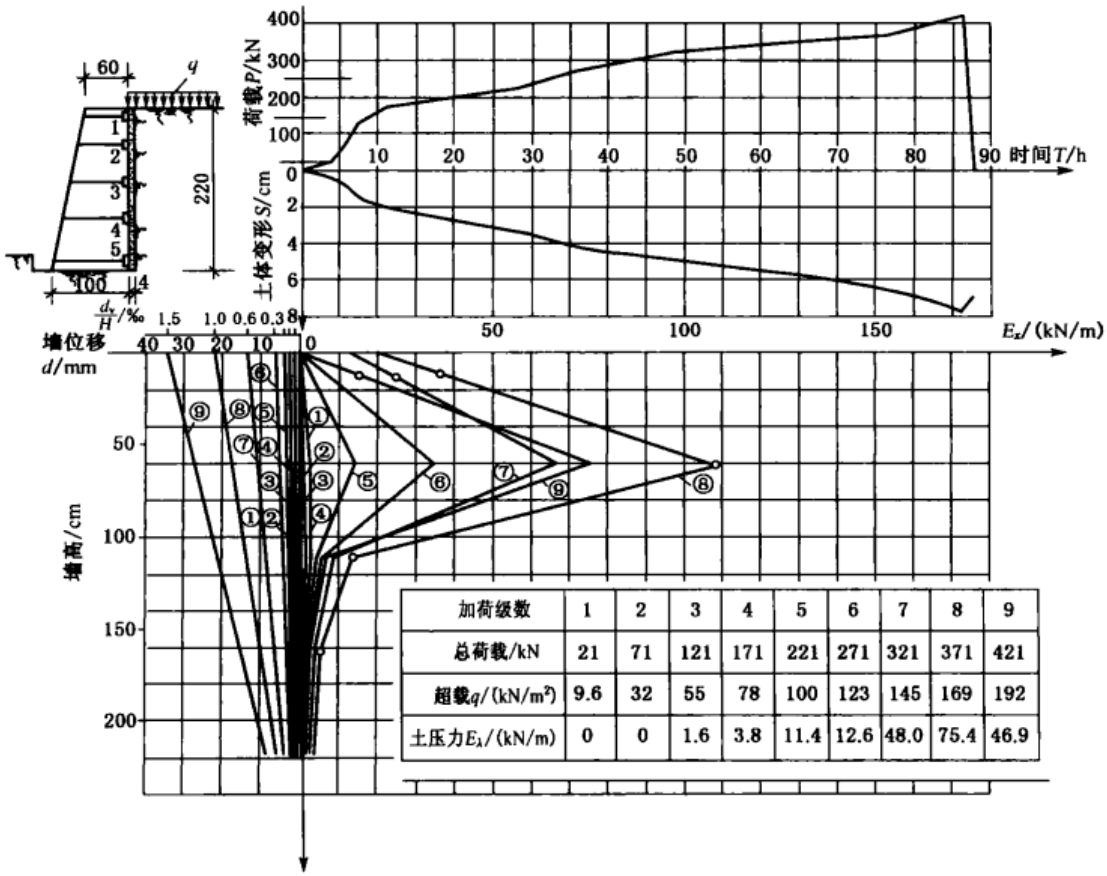
在土体表面超载作用下，墙背土压力实测成果见图 5-29、图 5-30。



加荷级数	0	1	2	3	4	5	6	7
超载q/(kN/m²)	0	16.1	33.3	50.0	67.7	83.4	101.5	121.4
土压力E_x/(kN/m)	0	1.4	4.4	1.2	32.3	30.8	34.8	61.7

图 5-29　大墙墙背土压力分布图

从图中可见，9.2 m 高试验墙（简称大墙）和 2.2 m 高试验墙（简称小墙 1）在超载作用下，墙背土压力分布是上部大、下部小，基本上类似于半无限体内应力扩散分布规律，并不是像“理论计算”中按矩形和静水压力的分布规律，其压力分布基本上类似于下列关系式：



加荷级数	1	2	3	4	5	6	7	8	9
总荷载/kN	21	71	121	171	221	271	321	371	421
超载q/(kN/m²)	9.6	32	55	78	100	123	145	169	192
土压力E_λ/(kN/m)	0	0	1.6	3.8	11.4	12.6	48.0	75.4	46.9

图 5-30　小墙 1 试验成果图

即　　$$e_x = \eta\xi K_z\sigma_z$$

式中　σ_z——墙背土表面单位超载；

e_x——墙背某点水平土压力；

K_z——半无限体内的应力扩散系数；

ξ——土的侧压力系数；

η——由于墙体位移等原因对侧压力的影响系数。

本试验墙背实测土压力很小，如大墙在超载 $q = 121.4\ \text{kN/m}^2$ 时，最大土压力 e_x 为 15 kN/m，其水平总土压力也只有 $E_x = 61.7\ \text{kN/m}^2$；同样，小墙 1 在超载 $q = 169\ \text{kN/m}^2$ 作用下，墙背最大土压力为 $e_x = 108\ \text{kN/m}^2$，其水平总土压力也只有 $E_x = 75.4\ \text{kN/m}$；根据对大墙的倾覆稳定验算的结果说明墙背土压力就是很小，证明实测结果是可信的。这同以往理论计算的土压力数值有很大的出入。

另外，从图 5-29 中可见，土压力的大小随着超载的增大而增加，且由上向下扩展，土压力分布图形的“重心”，也逐步下移。大墙墙背土压力与超载关系图见图 5-31；小墙 2 试验成果图见图 5-32；小墙 1 墙背土压力和超载 q 的关系见图 5-33。

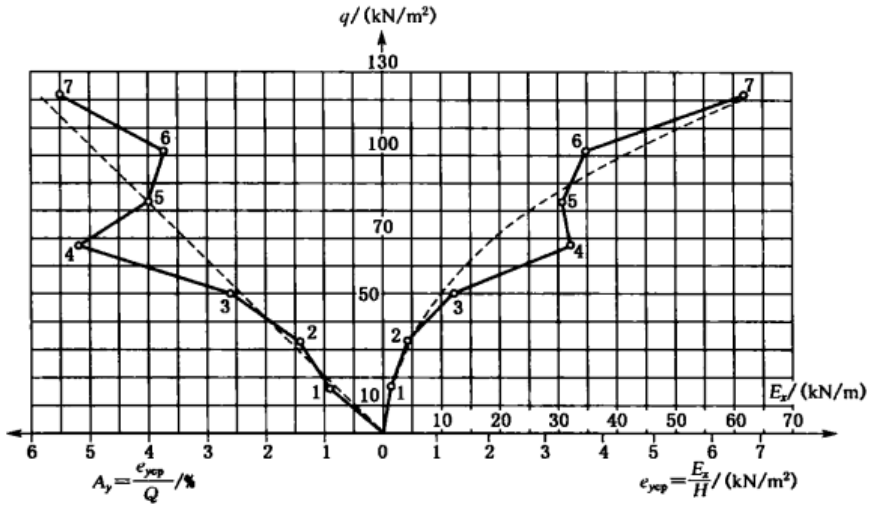


图 5-31 大墙墙背土压力与超载关系图

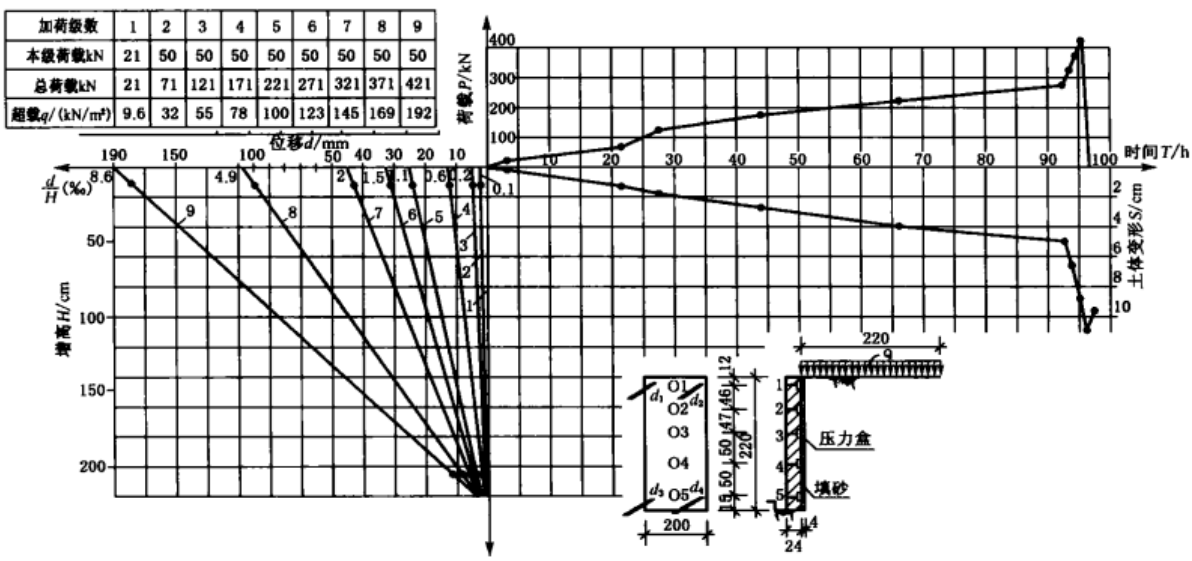


图 5-32 小墙 2 试验成果图

从图 5-33 中可见，墙背水平总土压力 E_x 随超载 q 的增加而增大，并非成直线关系。墙背土压力 E_x 的增大比超载 q 的增加要快，似乎有这样的关系，即 $E_x = f(q^i)$，式中 $i > 1$。

随着墙背土压力的增大，墙体水平位移也逐步增加，而墙的位移对土压力的大小和分布也会产生影响，如从图 5-31 中可见，大墙在超载 $q = 67.7\ \text{kN/m}^2$ 以后，在更大超载作用下，墙顶第一测点的压力比下面第二测点的压力为小，这是墙位移影响的结果（此时墙顶水平位移为墙高的 $\frac{1.1}{1\,000}$）。从图 5-32 中，小墙 2 的试验结果同样证明了这一关系。

2）墙脚被动土压力

墙脚被动土压力分布见图 5-34。从图中可见，墙脚被动土压力随超载的增加而增大，

当超载从零增加到 121.4 kN/m² 时，被动土压力则由零增加到 70 kN/m²。综合分析墙背土压力、墙体位移和沉降、墙体转动等情况，可以确定土压力的分布规律基本上是上大下小，类似于三角形分布规律。

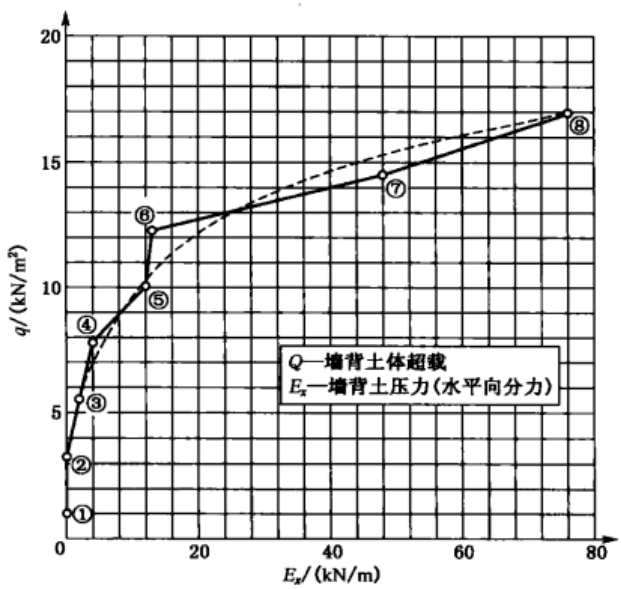
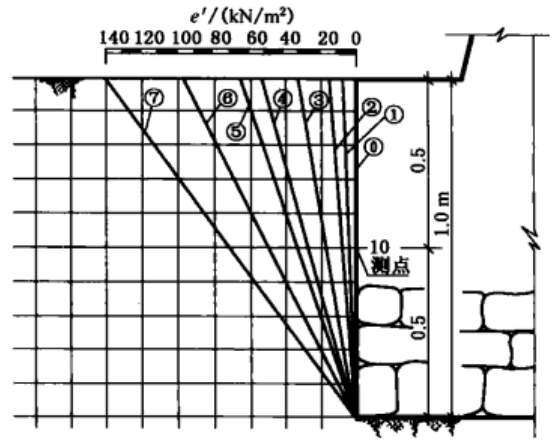


图 5-33　小墙 1 墙背土压力与超载关系图



加荷级数	0	1	2	3	4	5	6	7
超载 q /(kN/m²)	0	16.1	33.3	50.0	67.7	83.4	101.5	121.4
波动土压力 E'/(kN/m)	0	3	7	16	26	32	48	70

图 5-34　大墙墙脚被动土压力分布图

另外，从图 5-35 可以看出，大墙被动土压力 E'_x 随超载 q 增加而增大的关系也不是直线关系，E'_x 的增加比超载 q 增加要快，类似于墙背土压力随超载增大的关系。

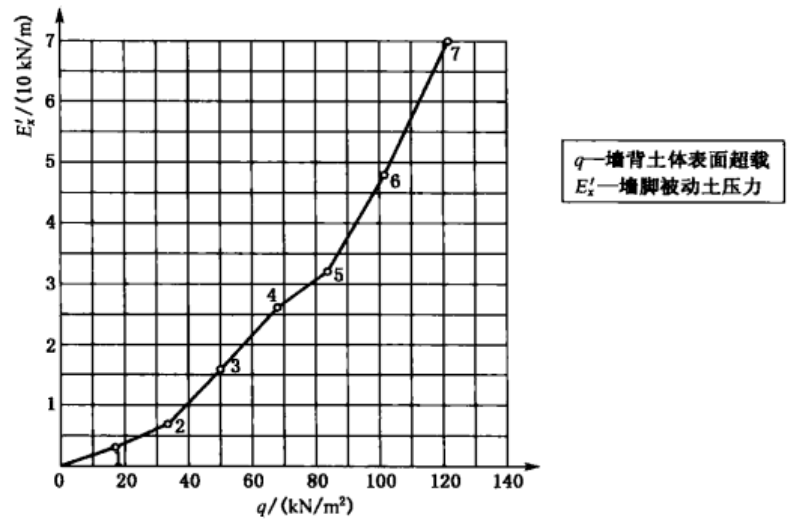
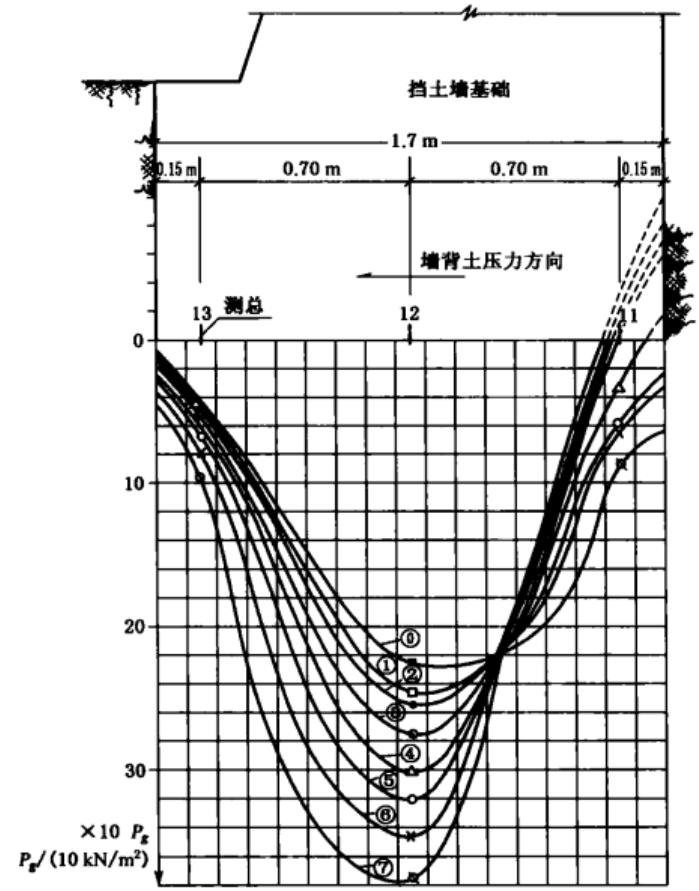


图 5-35　大墙被动土压力 E'_x 与超载 q 的关系图

3）墙基础底面应力

图 5-36 是大墙墙背土体超载作用下基础底面应力分布图。



加荷级数			0	1	2	3	4	5	6	7
超载 q/(kN/m²)			0	16.1	33.3	50.0	67.7	83.4	101.5	121.4
基础底面应力 p_z /(kN/m)	测点	11#	87	64	58	33	0	(脱空)		
		12#	225	246	254	275	302	321	346	376
		13#	44	46	50	55	62	68	80	98
①	基底合力 p_z/(kN/m)		218	220	225	229	239	247	268	298
②	挡土墙自重/kN		218.1							
③	①/②		1	1.01	1.03	1.05	1.10	1.13	1.23	1.37
④	垂直切向力/(kN/m) ①—②		0	2.3	7.1	11.1	20.7	29.3	50.3	80.3

图 5-36 大墙基础应力分布图

从图中可见，基底应力随超载增加而增大，其分布图形的“重心”逐渐向远离墙背的方向外移。靠近墙背的 11# 测点处的应力随超载增加而减小，当超载从零增加到 121.4 kN/m²，该点应力则从 8.7 kN/m² 减小到 0，以至出现该处墙底脱空。而另外两个测点的基底应力则随超载增加而增大，其中 13# 测点自 44 kN/m² 增至 98 kN/m²，12# 测点自 225 kN/m² 增至 376 kN/m²。这是由于超载增加使墙背土压力增加，从而使倾覆力矩增大所致。

基底应力分布成抛物线形，即使在未加超载前也不是按理论计算的梯形分布。这与墙基的土质不均匀性有关，如 13# 测点附近土质较软（见图 5-25 所示的基础平面土质不均匀线），因此，测得的应力就小。另外，由于挡土墙施工时，墙与土之间填砂与夯实，造成

砂对墙背的侧向挤压，使墙体“重心”外移。

从图 5-36 还可看出，相应各级超载下的基底应力分布曲线，基本上交于一点的附近。这个点是基底应力增减的分界点，实际上是墙基础底面的转动点。

从图 5-36 还可见，基底的总反力随超载的增加而增大。这是在超载作用下墙背土压力增加，由于墙背摩擦力使作用于墙体的垂直分力增加所致。但在本试验中，出现了施加后两级超载时基底反力增加过大的现象，这可能是由于砌石墙背有凸出处和墙顶有一定位移而受一定荷载，或其他原因所造成。无论如何，基底反力随超载有一定增加的事实是肯定的。

从图 5-37 可见，大墙墙背垂直分力随超载增加而增大，且不是直线关系，而是垂直分力的增加速率较超载增加速率要快，类似于墙背土压力与超载的关系。

大墙和小墙 1 各测点的土压力实测成果分别见表 5-15 和表 5-16。小墙 2 由于刚度较小，当墙后土面施加荷载后，位移较大，故未测得土压力。

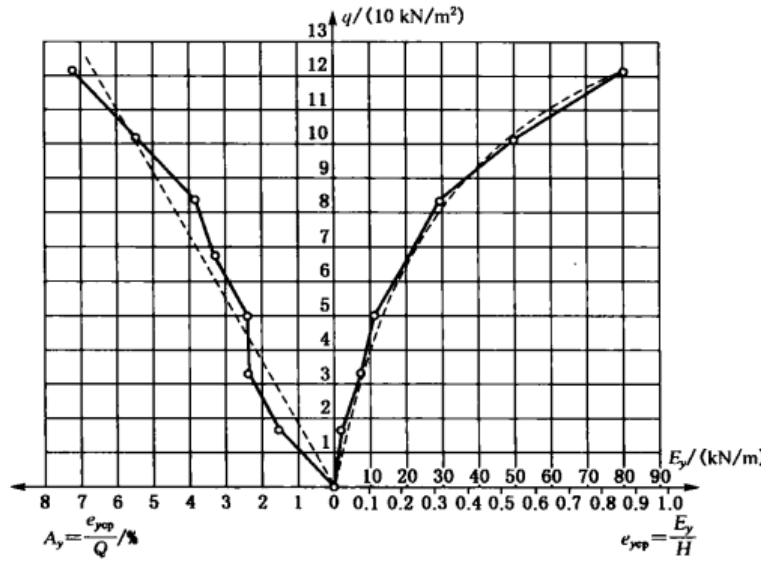


图 5-37　大墙墙背垂直分力与超载关系图

表 5-15　　大墙土压力实测成果表

加荷级数			0	1	2	3	4	5	6	7
墙背土体表面超载 q(kN/m²)			0	16.7	33.3	50.0	67.7	83.4	101.5	121.4
墙背土压力	测点应力/(kN/m²)	1#(距墙底 8.4 m)	0	0.5	1.5	4.0	12.5	8.0	8.5	10.5
		2#(距墙底 7.4 m)	0	0.5	1.0	2.5	8.5	10.0	9.0	13.0
		3#(距墙底 6.4 m)	0	0.5	0.5	1.5	2.0	2.5	3.0	8.0
		4#(距墙底 5.4 m)	0	0.5	0.5	1.0	1.5	2.5	3.0	7.5
		5#(距墙底 4.4 m)	0	0.5	0	0.5	1.5	2.0	3.0	6.5
		6#(距墙底 3.4 m)	0	0.5	0	0.5	1.0	2.0	2.5	5.0
		7#(距墙底 2.4 m)	0	0.5	0	0	0.5	1.0	1.5	3.0
		8#(距墙底 1.4 m)	0	0.5	0	0	0	0.5	1.0	2.0
		9#(距墙底 0.4 m)	0	0.5	0	0	0	0.5	1.0	2.0
	水平总土压力 E_x/(kN/m)		0	1.4	4.4	12.0	32.3	30.8	34.8	61.7
	平均土压力 $e_x = E_x/H$/(kN/m²)		0	0.15	0.48	1.3	3.5	3.3	3.8	6.7
墙脚被动土压力	10#测点 kN/m²		0	3	7	16	26	32	48	70
	水平总土压力 E'_x/(kN/m)		0	3	7	16	26	32	48	70
基础底面应力	测点应力/(kN/m²)	11#(距墙背 0.15 m)	87	64	58	23	0	脱空	脱空	脱空
		12#(距墙背 0.85 m)	225	246	254	275	302	321	346	376
		13#(距墙背 1.55 m)	44	46	50	55	62	68	80	98
	合力 p_z/(kN/m²)		218	220	225	229	239	247	268	298

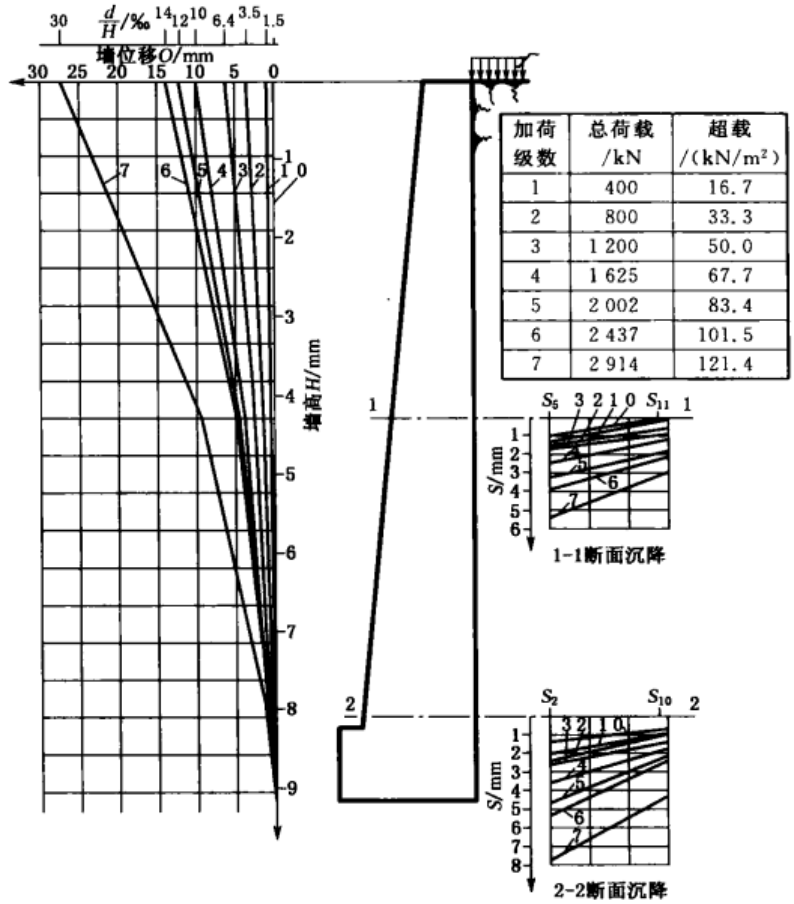
表 5-16　　小墙 1 土压力实测成果表

加荷级数			1	2	3	4	5	6	7	8	9
墙背土体表面超载 q/(kN/m²)			1.0	3.2	5.5	7.8	10.0	12.3	14.5	16.9	19.2
墙背土压力	测点应力/(kN/m²)	1#(距墙底 8.4 m)	0	0	0	0	3	7	26	36	12
		2#(距墙底 7.4 m)	0	0	1	2	4	4	67	10.8	76
		3#(距墙底 6.4 m)	0	0	2	3	5	6	8	3	7
		4#(距墙底 5.4 m)	0	0	1	1	2	2	3	5	2
		5#(距墙底 4.4 m)	0	0	0	0	0	1	2	4	0
	水平总土压力 E_x/(kN/m)		0	0	1.6	3.8	11.4	12.6	48.0	75.4	46.9
	平均土压力 $e_x = E_x/H$/(kN/m²)		0	0	0.73	1.7	5.2	5.7	21.8	34.2	21.2

注：当 q = 19.2 kN/m² 时，靠墙顶处土体剥落两块，墙体仍好。

4）墙体的位移和变形

图 5-38 为大墙墙背土体超载作用下墙体水平位移和沉降图，大墙试验成果见表 5-17，小墙 1 和小墙 2 的位移和沉降见表 5-18 和表 5-19。



加荷级数	总荷载/kN	超载/(kN/m²)
1	400	16.7
2	800	33.3
3	1 200	50.0
4	1 625	67.7
5	2 002	83.4
6	2 437	101.5
7	2 914	121.4

图 5-38　大墙墙体水平位移和沉降图

从图 5-38 可看出，大墙的位移和变形，随超载增加而增大，当超载由零增加到 121.4 kN/m² 时，墙顶水平位移由零增加到 27.6 mm(相当于墙高的$\frac{3}{100}$)，墙中部由零增

至 0.94 mm，比墙顶位移小，而墙脚只有 0.64 mm，几乎没有水平位移。墙基底的沉降也随超载增加而增大，见图 5-39 所示。另外，墙的位移随土压力的增加而增大，如图 5-40 所示。

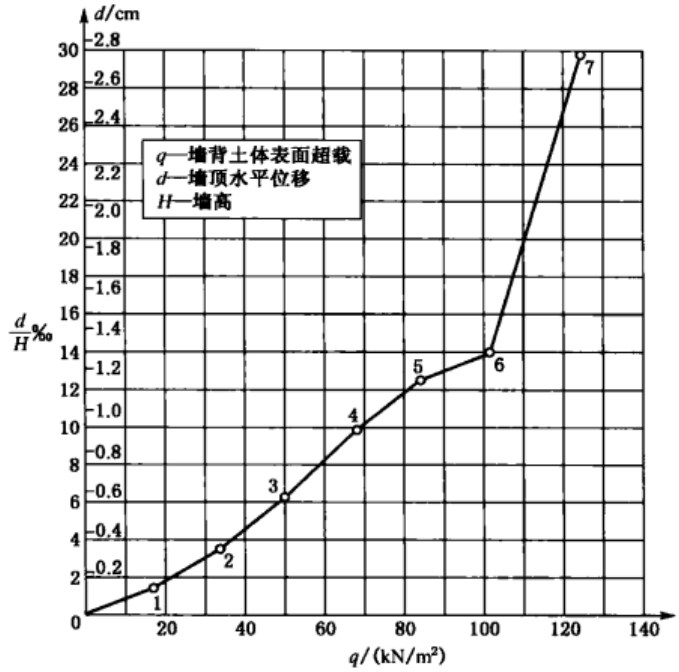


图 5-39　大墙超载与位移关系线

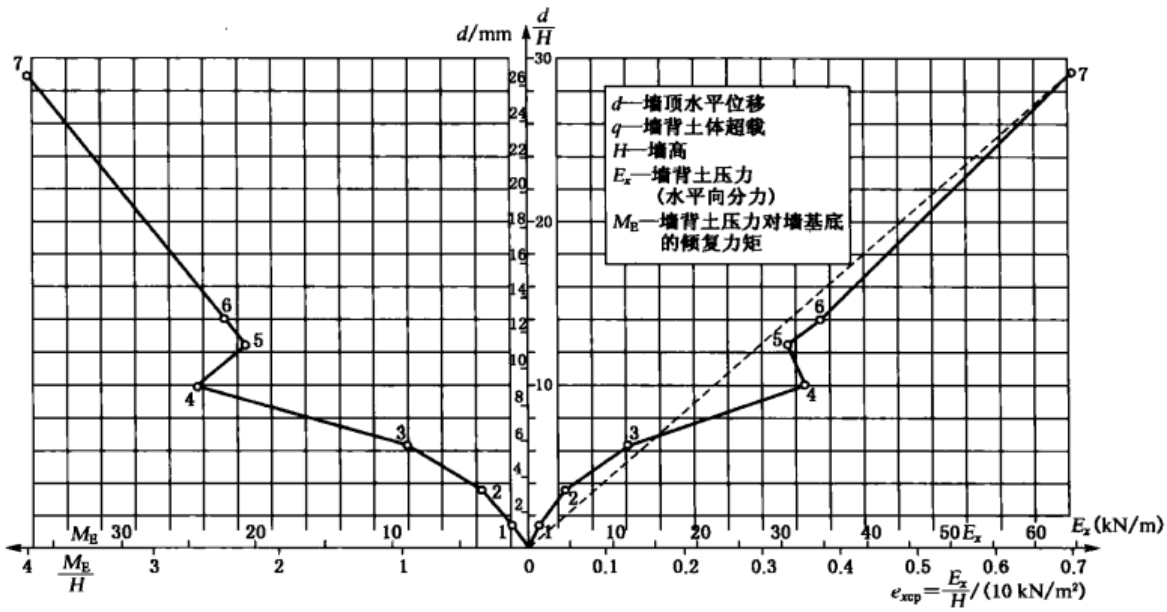


图 5-40　大墙墙背土压力与位移关系线

靠墙背一侧的沉降由 0.7 mm 增加到 4.3 mm，而靠被动土体一侧则从 1.3 mm 增至 7.8 mm。由上述可以看出，大墙的变形基本上是转动的形式见图5-41。

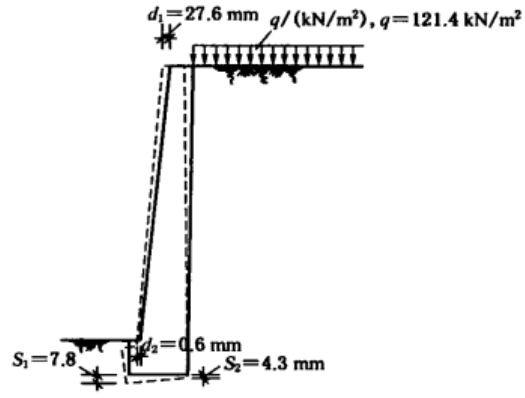


图 5-41

又如小墙 1，当超载由零增至 169 kN/m² 时，墙顶水平位移由零增至 22 mm（相当于墙高 $\frac{1}{100}$），墙脚则由零增加到 6 mm，比墙顶小。这时土体尚未破坏。当超载继续增加到 192 kN/m² 时，墙顶水平位移达到34.5 mm（相当于墙高 $\frac{1}{67}$），墙脚位移则增至 8.5 mm，这时土体已出现垂直剥落。可见，小墙 1 的变形形式是水平位移和转动。

再如小墙 2，当超载由零增到 192 kN/m² 时，墙顶位移从零增至 190 mm，墙脚由零增至 4 mm，这时土体还未破坏，墙亦未倾倒。当超载继续增加时，墙背土体出现垂直剥落，砖墙倾倒。小墙 2 是以转动为主的。

根据上述情况，说明墙体本身有一定变形还是允许的，根据试验说明，墙背土体产生一定的侧向变形，也不致破坏。

大墙、小墙 1 及小墙 2 实测成果汇总见表 5-17，表 5-18 和表 5-19。

表 5-17　　大墙试验成果汇总表

加荷级数			0	1	2	3	4	5	6	7
墙背土体表面超载 Q/(kN/m²)			0	6.7	33.3	50	67.7	83.4	101.5	121.4
压力/(kN/m)	墙背土压力(水平分力)E_x		0	1.4	4.4	12	32.3	30.8	34.8	61.7
	墙脚被动土压力(水平分力)E'_x		0	3	7	16	26	32	48	70
	基础反力 P_z		218	220	225	229	239	247	268	298
变形	墙顶水平位移	d/mm	0	1.2	3.8	6.6	10.2	12.4	14.2	27.6
		(d/H)/(%)	0	1.0	4.0	7.0	11.0	13.0	15.0	30.0
	基底沉降/mm	墙背角点 S_{10}	0.7	0.9	1.1	1.5	1.8	2.2	2.5	4.3
		墙脚角点 S_2	1.3	2.0	2.4	2.6	3.6	4.7	5.3	7.8
	墙背土体沉降/mm	土表面 B_1	0	1.0	1.5	2.0	3.0	4.0	6.0	8.0
		深 4.0 m 处 B_2	0	0	0.5	1.0	2.0	3.0	5.0	6.7
		深 8.3 m 处 B_3	0	0	0.1	0.5	1.2	2.0	3.0	5.0

注：墙身和土体均未发现破坏现象。表中 H 为墙高。

表 5-18　　小墙 1 试验成果汇总表

加荷级数		1	2	3	4	5	6	7	8	9
墙背土体表面超载 q/(kN/m²)		10	32	55	78	100	123	145	169	192
墙背土压力(水平分力)/(kN/m)		0	0	1.6	3.8	11.4	12.6	48	75.4	46.9
墙顶水平位移/mm	d/mm	0	0	1.5	3.0	4.0	6.5	13.5	22.0	34.5
	d/H/%	0	0	1.0	1.0	2.0	3.0	6.0	10.0	15.0
墙脚水平位移/mm	d/mm	0	0	1.0	1.5	2.0	2.5	4.0	6.0	8.5
	d/H/%	0	0	0	1.0	1.0	1.0	2.0	3.0	4.0
墙背土表面沉降/mm		1.5	7.0	13.0	20.0	33.0	40.0	48.0	64.0	75.0

注：q = 19.2 kN/m² 时靠墙顶处土体剥落两块，均为垂直破裂面，墙体无损。H 为墙高。

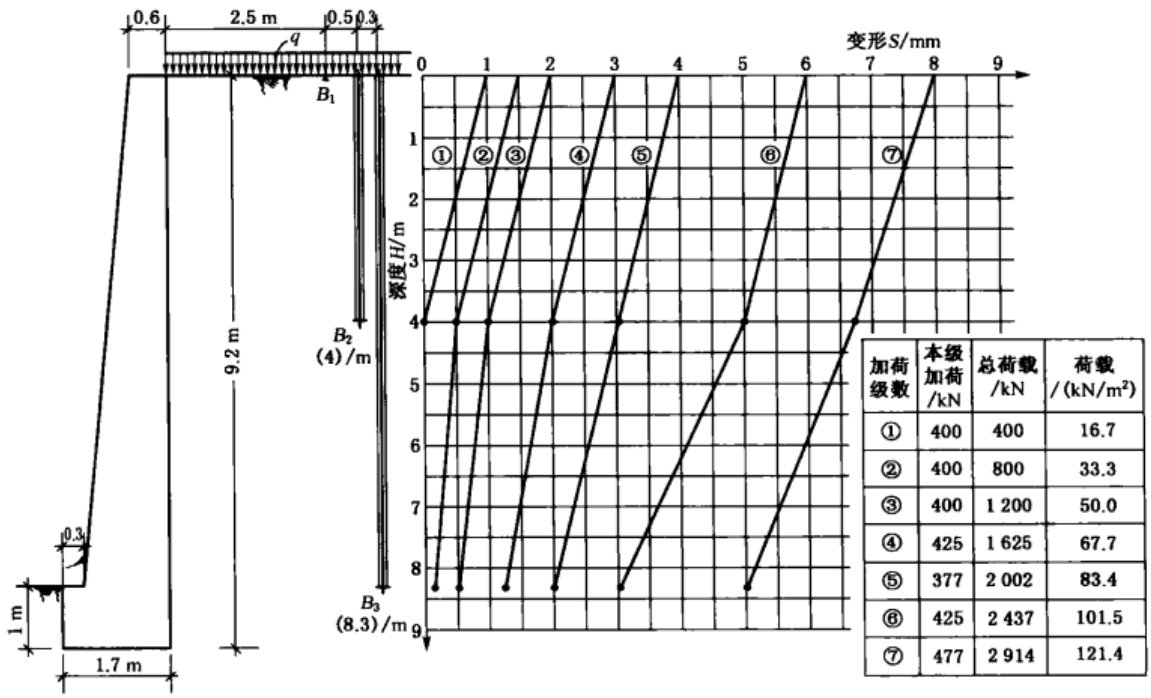
表 5-19　　小墙 2 试验成果汇总表

加荷级数			1	2	3	4	5	6	7	8	9
墙背土体表面超载 q/(kN/m²)			10	32	55	78	100	123	145	169	192
墙水平位移	墙顶	d/mm	0	2.0	5.0	13.0	25.0	33.4	45.0	107.0	190.0
		d/H/%	0	0.1	0.2	0.6	1.1	1.5	2.0	4.9	8.6
	墙脚	d/mm	0	1.0	2.0	2.0	3.0	3.0	4.0	4.0	4.0
		d/H/%	0	0	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2	0.2	0.2
墙背土表面沉降/mm			1.2	12.0	18.0	28.0	40.0	50.0	66.0	84.0	110.0

注：H 为墙高。

5）墙背土体的变形

图 5-42 和图 5-43 为大墙墙背土体在超载作用下的分层变形(指土的竖向变形)的情况，以及土变形与超载的关系。表 5-18 和表 5-19 分别为小墙 1 及 2 墙背土体在超载作用下的地表变形。从图 5-42、图 5-43 中可见，土体变形随超载增加而增大。如大墙在超载 q=121.4 kN/m² 时，土表面 B_1 点沉降 8 mm，B_2 点(土表面以下 4 m)沉降 6.7 mm，占土表面沉降的 84%；而 B_3 点(土表面以下 8.3 m)沉降 5 mm，占土表面沉降的 63%。土的变形是表面大，深层小。从这里说明，墙背土体在超载作用下，较深的土体内也有压缩变形。又如小墙 1 在超载 q=169 kN/m² 时，土体表面变形 6.4 mm(土体未破坏)，当超载 q=192 kN/m² 时，土表面变形 75 mm(这时土体靠墙背部分，产生局部剥落破坏)。又如小墙 2 在超载 q=192 kN/m² 时，土表面变形 84 mm(土体未破坏)，当超载 q=218 kN/m² 时，土表面变形达 110 mm(这时土体靠墙背部分，产生局部剥落破坏)。综上所述，墙背土体在超载作用下，基本上符合均布荷载下地基土的变形特性，但靠近墙背部分还将受到墙背和墙体变形的影响。



加荷级数	本级加荷/kN	总荷载/kN	荷载/(kN/m²)
①	400	400	16.7
②	400	800	33.3
③	400	1 200	50.0
④	425	1 625	67.7
⑤	377	2 002	83.4
⑥	425	2 437	101.5
⑦	477	2 914	121.4

图 5-42　大墙墙背超载与土体分层变形关系图

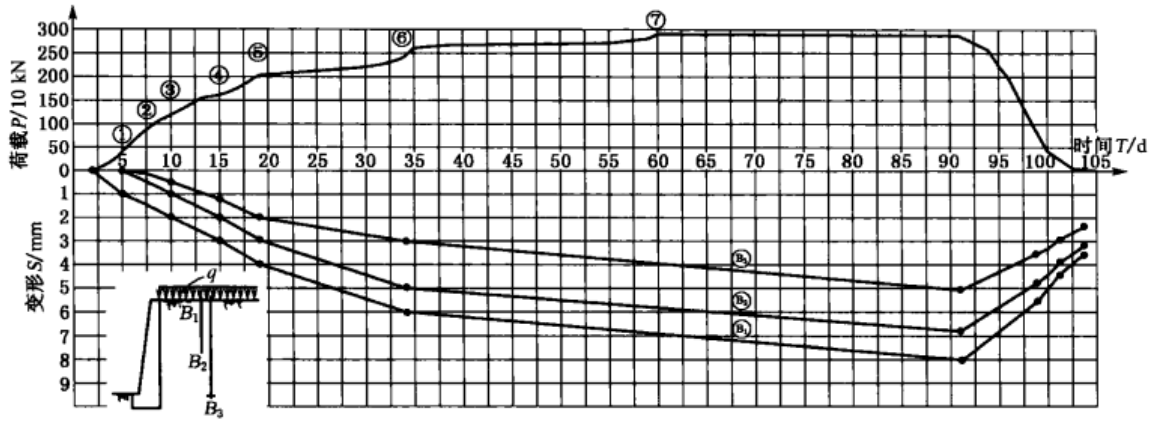


图 5-43 大墙墙背土体分层变形图

6）墙背土体损坏情况的现场描述

图 5-44 是大墙、小墙 1 和小墙 2 在试验结束后，对墙背土体损坏情况的现场描述示意图。从图中可见，沿土体切断的两侧表面上都有一些规则的细裂纹，这是由于切断两侧

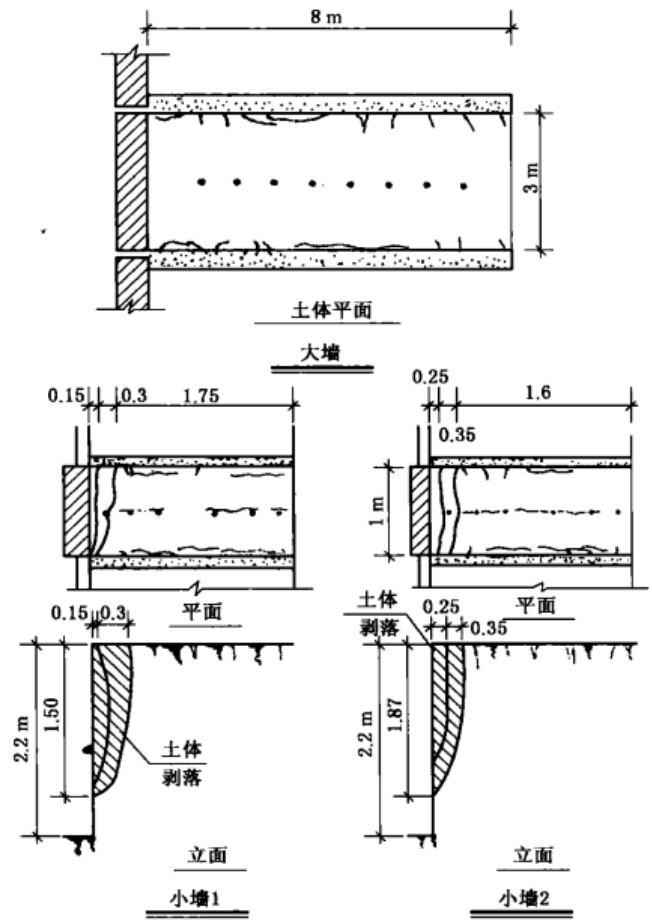


图 5-44 墙背土体损坏情况现场描述示意图

沟槽内填的干砂和炉碴，侧限不够，在超载作用下，土体是空间受力的结果，并不是土体的破坏。在大墙墙背土体上没有发现其他损坏情况，说明在超载 $q=121.4\ \text{kN/m}^2$ 作用下，土体没有破坏。如按此推算，则该土体至少可以直立 20 多 m 高。

如图 5-45 所示，加荷面积 $A=3\times8=24\ \text{m}^2$，土体宽 $b=3\ \text{m}$，土重度 $\gamma=16.9\ \text{kN/m}^3$，凝聚力 $c=60\ \text{kN/m}^2$，内摩擦角 $\varphi=25°$，总荷载 $Q=2\ 910\ \text{kN}$，墙高 $h=9.2\ \text{m}$。

其推算方法如下：

现假定作用在土体表面的荷载不是铁块，而是与试验土体相连的某一高度 h_2 的土层，并考虑这个土层在宽度 b、高 h_2 范围内的 c 值，则可列出如下等代关系式：

$$A\cdot h_2\cdot r-b\cdot h_2\cdot c=q$$

由此可得

$$h_2=\frac{2\ 910}{24\times16.9-3\times60}=12.9\ \text{m}$$

加上墙高得 $h=h_1+h_2=22.1\ \text{m}$

此即为相应的直立高度。若在上面的计算中不考虑凝聚力 c，

则算得 $h=16.4\ \text{m}$

若按土的极限平衡理论计算，则可直立高度

$$h_0=\frac{4c}{r}\tan\left(45°+\frac{\varphi}{2}\right)=\frac{4\times60}{16.9}\tan57.5°$$

$$=22.3\ \text{m}$$

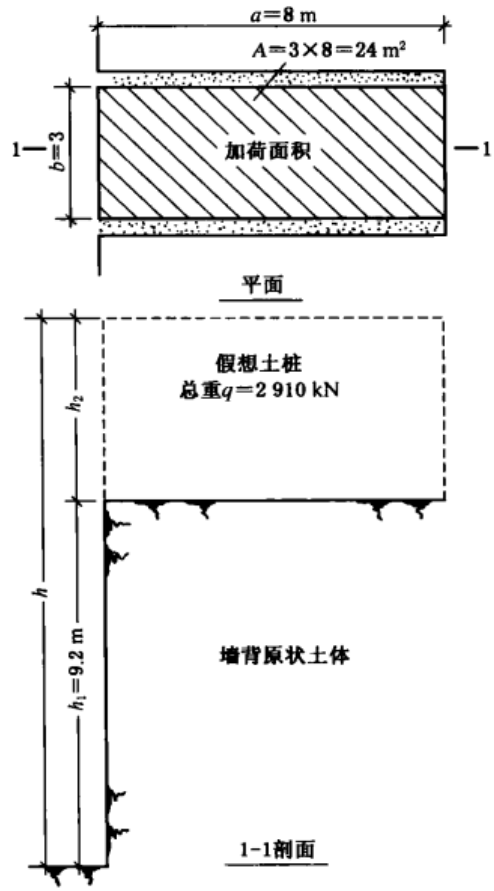


图 5-45

小墙在超载 $q=169\ \text{kN/m}^2$ 和小墙 2 在超载 $q=192\ \text{kN/m}^2$ 时，与大墙一样，墙背土体尚未破坏。但小墙 1 当超载加到 $192\ \text{kN/m}^2$，小墙 2 加超载到 $218\ \text{kN/m}^2$ 时，墙背土体均相继剥落了两块，且均系垂直破裂面见图 5-44，与黄土、类黄土最常见的剥落破坏形式相类似。

试验结束后，全部切开墙背土体，检查土体内预埋的石灰柱，发现无论是大墙或小墙，所有石灰柱都无错动、弯曲或倾斜的现象，说明土体除局部剥落外，甚至如小墙 2 已经倾倒的情况下，也未出现其他形式的破坏。

4. 实测结果与理论计算结果的比较

黏性土压力计算方法虽然很多，但主要是以极限平衡理论、朗肯理论和库伦理论为依据。在实际计算中，基本上是按后两种理论。为比较起见，用几种方法对大墙进行了超载作用下的土压力计算，计算结果如表 5-20 所示。

表 5-20　　几种方法计算和实测的墙背土压力　　kN/m

计算依据 / 选用指标	库伦理论	朗肯理论	极限平衡理论	实测结果
按实指标 $c=60\ \mathrm{kN/m^2}$ $\varphi=25°$	50	460	−123	61.7
用等代摩擦角 $\varphi=35°$	447	495	441	

注：1. 计算中采用土的强度指标为凝聚力 $c=60\ \mathrm{kN/m^2}$，内摩擦角 $\varphi=25°$，重度 $\gamma=16.9\ \mathrm{kN/m^3}$，并假定土与墙的摩擦角 $\delta=\frac{1}{2}\varphi=12.5°$。

2. 计算时，库伦理论采用图解法；极限平衡理论是根据索柯洛夫斯基理论简化了的计算程序计算，简化计算法比精确解所得数值略大些；朗肯理论计算公式采用

$$E=\frac{1}{2}rH^2\tan^2\left(45°-\frac{\varphi}{2}\right)-2cH\tan\left(45°-\frac{\varphi}{2}\right)+\frac{2c^2}{r}+HQ\tan^2\left(45°-\frac{\varphi}{2}\right)。$$

从表 5-20 中可见，除按极限平衡理论的计算得负值、按库伦理论的计算值较实测值偏小外，其余均大大超过实测值。用等代摩擦角计算比按实际试验的指标计算所得的结果都大，比实测的土压力更大。这说明对黏性土如果不考虑凝聚力 c，用增大摩擦角 φ，势必使得计算出的土压力增大，尤其对于凝聚力 c 较大、天然沉积的黄土性土，采用这种计算指标是不适当的，会造成很大的浪费。

从理论计算与实测结果的比较说明，对于这种类型的土，理论计算不能正确反映土的工作状态。按朗肯理论计算，仍然比实测结果大 7.4 倍，而按极限平衡理论计算的结果，则比实测结果小 3 倍，按库伦理论计算则为实测结果的 80%。可见，按库伦理论的计算结果，还比较接近于实际，但误差也仍是很大的。产生这样大的误差主要是目前采用的计算理论的很多假定与现场实际情况有很大出入。如库伦理论假定滑动面为平面，不符合实际土的破坏情况，同时，缺乏考虑黏性土的凝聚力。目前，虽然也有一些考虑了黏聚力影响的近似方法，但都是很粗略的，没有什么充分的理论和实践依据。朗肯理论是从半无限体内任一点静力极限平衡出发，按土体自重应力的变化推导土压力的分布。朗肯理论最常用的假定是墙是刚性的、不动的，墙背垂直，不考虑墙背与土的摩擦力和墙后土面水平。索柯洛夫斯基的滑动土体极限平衡计算，仅是从数学上作静力平衡计算，计算繁琐，而没有解决对土的实际性质的考虑。综上所述，从某种角度来说，主要是黏性土的黏聚力和土体滑动面的假定和实际情况有很大出入，因此，使理论计算结果与实测结果相差很大。

5. 小结

(1) 原状黏性土挡土墙墙背土压力的分布规律，根据本试验结果，并不是按静水压力规律分布的，超载时也不是矩形分布，而是上部大、下部小。墙背土体在未破坏前，超载作用下墙背土压力的分布类似于半无限体内应力扩散的分布规律。

(2) 墙体位移的形式和大小，与土压力的分布大小、墙体尺寸刚度及地基土质密切相关。本试验中，大墙墙体水平位移 27.6 mm，为墙高的 $\frac{3}{1\,000}$，小墙 1 位移 22.0 mm，为墙

高的$\frac{1}{100}$，小墙 2(厚 24 cm 砖墙)位移 190.0 mm，达墙高的$\frac{8.6}{100}$，而墙身和土体均未出现破坏，说明墙背土体有一定侧向变形亦不致破坏。

(3) 黄土、类黄土的破坏现象包括滑坍、剥落和冲沟三类，其中，剥落是最常见的，且为垂直破裂面。根据我们对该地区土体所作调查，一般均为剥落破坏。本试验中，即使在墙背土面超载相当大，甚至如小墙 1 和小墙 2 土体出现破坏情况下，其破裂形状仍是由外向里基本成垂直面逐层剥落。因此，可以认为，本地区土体一般只有剥落破坏，而不会出现那种“假想滑裂面”。

(4) 根据该地区的实地调查，有很多直立土坡，其直立高度比较普遍的是 13～15 m，有几处达 17 m，高达 20 m 的也有三处。这些直立土壁没有什么防水保土措施，但都能长期站立。按本次大墙的试验结果推算，则土坡可以直立 20 m 以上不坏。

针对上述情况，我们认为，在做好防水保土的条件下，本地区原状土体一般至少可以直立 20 m 左右；因此，在该地区可以不设挡土墙，只要做好防水保土措施，使土体免受水的浸湿，对局部削弱土体进行个别处理。若有其他要求需设挡土墙，按构造设置即可。

当土体超过临界高度 h_0 时，我们认为，可按如下方法设计挡土墙，见图 5-46。

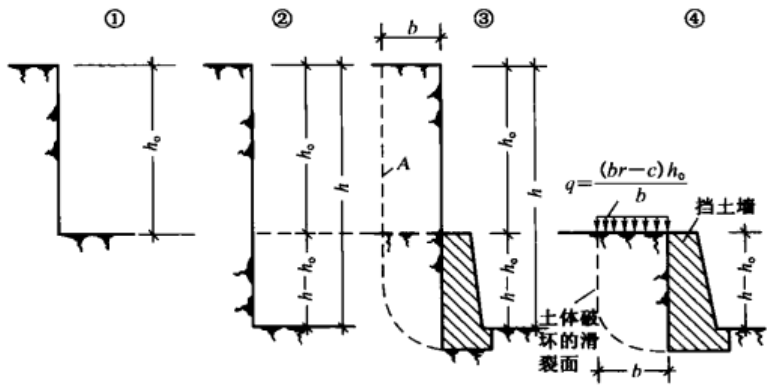


图 5-46

注：① 若出现竖向裂缝时，则考虑超载 q，式中的 $c=0$；

② b 值与选用何种计算方法有关，可暂按 $b=(h-h_0)\tan\left(45^\circ-\frac{\varphi}{2}\right)$ 采用。

(5) 原状黏性土的土压力计算，目前仍是以库伦理论和朗肯理论为依据，许多计算方法或设计手册实质上是对一些过程的简化和对某些因素作适当考虑。这些方法都不考虑或简化考虑粘聚力 c 的作用。例如，目前国内外应用很广的“等代内摩擦角”方法，通过我们的试验和现场实地调查，都说明了“等代内摩擦角”方法不适用于原状黏性土体的土压力计算。

我们认为，在解决原状黏性土体稳定和挡土墙设计计算中，粘聚力 c 必须合理考虑。另外，黄土、类黄土体节理较发达，平行节理和垂直节理方向的凝聚力往往不同，故 c 值的各向异性问题，值得研究。

(6) 为了经济合理地解决黏性土原状土体的边坡稳定和挡土墙设计，应进一步对土压力进行实验研究，探讨符合实际的土压力理论和计算方法，但更主要的是要从实际出发，对工程地区土体的现状和历史进行调查。同时，对土的形成、地质构造、结构性质，

呈层节理，土的物理力学性质和矿物化学性质，水文气候条件等因素及指标进行综合分析研究，才能选择出正确的设计方案。例如，对黄土、类黄土性质的地区，防水保土条件是很重要的，如果做好这一点就能大大有助于直立土体的长期稳定。假若只凭套用那些现有的土压力理论公式，单纯去作力学计算，其结果不是保守浪费，就是难免出现工程事故。

6 逆作法设计与施工

近年来，深基坑支护技术的发展尤为迅速，也出现不少新的支护方法，其中，逆作法就是发展起来的一种新支护技术，它适用于较深基坑且对围护结构的水平变形有严格限制的工程。

逆作法是在地下室一层的顶板结构浇筑完成后，在地下结构逐层向下施工的同时，可以自地面开始向上逐层施工上部结构，形成地面上下同时施工的局面，但在地下底板未封底并达到强度之前，地上结构允许施工的高度一定要经过计算确定。

在地下室挖掘施工中，逆作法得到了较多的应用。城市密集建筑群中的高层建筑2～4层的地下室已较多采用这种方法施工。上海和北京地铁有不少地铁车站也是采用一明二暗的逆作法施工的。它特别有利于城市密集建筑群中开发地下空间的环境保护要求。采用逆作法施工安全经济，且施工周期也较短，是开发地下空间的较好施工手段，尤其适用于大跨度的地下建筑施工。有了逆作法，开发地下空间的施工就不会有太大难题了。

随着高层建筑的发展，深基坑支护技术得到许多行业和部门的关注和积极参与，是一个非常活跃的技术领域，而逆作法施工又是一项新兴的基坑支护技术，并已取得了丰硕成果。高层建筑深基坑支护，过去需设计施工庞大的支护结构，工程费用高、工期长。而逆作法施工技术，可以用于施工环境比较困难、场地周围建筑物密集，对基坑变形有严格要求的工程。推广逆作法可以大大节约工程造价，缩短施工工期，是一种很有发展前途和推广价值的深基坑支护技术。

6.1 概述

逆作法是高层建筑多层地下室和其他多层地下结构施工的有效方法。在国外，如美、日、德、法等国家，在多层地下结构施工中已广泛应用，收到较好的效果。1935年，日本首次提出逆作法工艺概念，随后在地下工程中试用。经历了60多年的研究和工程实践，目前，已在一定规模上应用于高层和超高层建筑的多层地下室、大型地下商场、地下车库、地铁、隧道、大型污水处理池等结构。虽然对逆作法的施工工艺和相关理论都取得一定成果，应用也有一定的普及性，但是，目前仍作为一种特殊施工方法，主要用于对工程有特殊要求的地方，或用传统方法施工不经济的情况下。

在逆作法设计理论和施工工艺方面研究较多的国家，有日本、美国和英国。在工程应用方面，日本、美国、英国、法国、德国、加纳等国和台湾地区都有应用。据统计，在日本1994年新建的高层建筑中，地下结构有18.2%采用逆作法施工。国外典型的工程还有：世界上最大的地下街是日本东京八重洲地下街，共三层，建筑面积7万m^2；最深的地下街是莫斯科切尔坦沃住宅小区地下商业街，深达70～100 m；最大的地下娱乐中心是芬兰Varissu市地下娱乐中心，战时可掩蔽1.1万人；最大的地下体育中心是挪威奥斯陆市A区地下体育中心，战时可掩蔽7 500人；最高的地下综合体是德国慕尼黑卡尔斯广场综合

体，共分六层，一层为人行道和商业区，二层为仓库和地铁站厅，三层、四层为停车场，五层、六层为地铁站台和铁道。

地铁埋置深度一般都在 20 m 以上，车站距离比较短，只要在车站的出入口安装防爆门和空气滤毒装置。在战时就可以成为很好的三防（防核、防化、防细菌）掩蔽部。例如，莫斯科地铁车站埋深都在 24 m 以内，大多数设有三防设施，按现有的地铁估计，在战时可作为 350 万人的掩蔽部。

地下车库多建在百货公司、高层住宅以及公共建设下面，有的建在城市广场和公园的地下。例如，瑞典斯德哥尔摩中央广场附近一座平战结合的地下汽车库，建在一座教堂下面25 m 深处，平时停放 300 辆汽车，战时可作为掩蔽部。主要出入口建在一座高层旅馆底层，其余出入口分别与周围公共建筑和地铁相连通。世界最大的地下停车场是法国巴黎的弗许大街地下停车场，该库分四层，长 500 m，宽 32 m。可停放 3 000 辆车。

日本的《读卖新闻》社大楼，地上九层、地下六层。采用逆作法施工，总工期只用 22 个月，与日本采用传统施工方法相比，缩短 6 个月工期。

英国伦敦“教堂附近沿街地下室”工程，地上八层、地下七层，平面尺寸 60 m×40 m，基坑深 21～22 m。用逆作法施工，采用厚 1 m、深 30 m 的地下连续墙和压入型钢中间支承柱。

美国芝加哥水塔广场大厦 75 层，高 203 m，四层地下室，用 18 m 深地下连续墙和 144 根大直径灌注桩作为中间支承柱，使用逆作法进行施工。当该工程地下室结构全部完成时，主楼上部结构已施工至 32 层。

美国波士顿邮政广场地下停车场，该工程为地下七层车库。坑深 23.2 m，逆作法施工用的地下连续墙厚 900 mm、高 25.6 m。

法国巴黎的拉弗埃特百货大楼的六层地下室，亦用逆作法施工，总工期缩短 1/3。我国在试验的基础上亦将逆作法正式用于多层地下室施工，如上海基础工程科研楼的两层地下室；高 116 m 的上海电信大楼三层地下室；上海延安东路黄浦江越江隧道 1 号风塔的地下室；上海合流污水治理 4-1 标主泵房地下直径 63 m 的圆井；海口国际金融大厦的两层地下室；上海明天广场 58 层，三层地下室；广州新中国大厦地上 43 层地下五层；等等。这些都成功地应用了逆作法。全国有北京、上海、辽宁、深圳、广州等地全面推广采用了逆作法。据不完全统计，有 100 多项工程采用了逆作法施工，并取得了明显的经济效益，出现了采用逆作法施工热。目前，还有几个工程正准备用逆作法施工多层地下室。

另外，在地铁车站施工方面，如 20 世纪 50 年代末，意大利米兰地铁站首次采用逆作法以来，欧洲、日本等许多地铁车站采用这种方法建造。1965 年到 1989 年，德国慕尼黑地铁共建车站 57 座，其中，采用逆作法施工就有 20 座。

我国地铁站台不少都采用逆作法施工。如上海地铁陕西南路站、常熟路站、黄陂路站；南京地铁三山街站；北京地铁复八线永安里站、天安门东站、大北窑站；以及广州、天津、深圳等。

高层建筑多采用补偿性基础，有较深的多层地下室，一方面，利用补偿原理能有效地利用地基承载力；另一方面，可充分利用地下空间作为地下停车场、设备层用房等，增加使用面积。这也为利用逆作法提供了条件。

传统的施工多层地下室的方法是敞开式施工，即大开口放坡开挖，或用支护结构围护后垂直开挖，挖至设计标高后浇筑钢筋混凝土底板，再由下而上逐层施工各层地下室结

构，待地下结构完成后再进行地上结构施工。

对于深度大的多层地下室，用上述传统方法施工存在一些问题。首先，支护结构的设置存在一定困难，由于基坑很深，支护结构的挡墙长度很大，费用大大增加，尤其是基坑内部支护结构的支撑用量大，一方面，需用大量大规格的钢材；另一方面，也增加了地下结构施工的难度。其次，如用井点设备降低地下水时，水位的降低会引起土体固结，使周围地面产生沉降，如不采取特殊措施，会危及基坑附近的建筑物、地下管线和道路。深基坑的开挖、基坑的变形和周围地面的沉降是施工中急待解决的问题之一。

实践证明，利用逆作法施工开挖深度大的多层地下结构是十分有效的。逆作法的工艺原理是：先沿建筑物地下室轴线（地下连续墙也是地下室结构承重墙）或周围（地下连续墙等只用作支护结构）施工地下连续墙或其他支护结构，在建筑物内部的有关位置（柱子或隔墙相交处等，根据需要计算确定）浇筑或打下中间支承桩和柱，作为施工期间于底板封底之前承受上部结构自重和施工荷载的支撑。然后施工地面一层的梁板楼面结构，作为地下连续墙刚度很大的支撑，随后逐层向下开挖土方和浇筑各层地下结构，直至底板封底。与此同时，由于地面一层的楼面结构已完成，为上部结构施工创造了条件，所以，可以同时向上逐层进行地上结构的施工。如此地面上下同时施工（见图 6-1），直至工程结束。但是，在地下室浇筑钢筋混凝土底板之前，地面上的上部结构允许施工的层数先要计算确定。

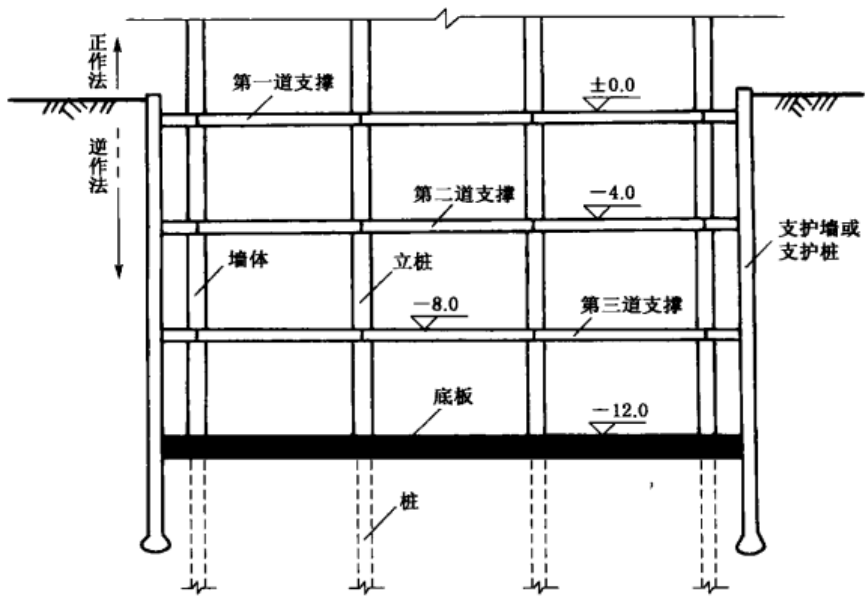


图 6-1　上下同时施工的逆作法示意图

逆作法施工，以地面一层楼面结构是封闭还是敞开可分为“封闭式逆作法”和“开敞式逆作法”。前者可以从地面上、下同时进行施工；后者上部结构不能与地下结构同时进行施工，只是地下结构自上而下逐层施工。

6.2　技术特点

高层建筑多层地下室施工或地下结构施工与传统施工方法比较，用逆作法施工有下

述技术特点：

1. 工程施工的总工期缩短

带多层地下室的高层建筑，如采用传统方法施工，其总工期为地下结构工期加地上结构工期，再加装修等所占之工期。而用逆作法施工，一般情况下，只有地下一层占绝对工期，其他各层地下室可与地上结构同时施工，不占绝对工期，因此，可以缩短工程的总工期。如上述的日本读卖新闻社大楼，地上九层、地下六层，用封闭式逆作法施工，总工期只用了 22 个月，比传统施工方法缩短工期 6 个月。又如有六层地下室的法国巴黎拉弗埃特百货大楼，用逆作法施工，工期缩短 1/3。如广州新中国大厦。地上 43 层，地下五层，平均开挖深度达 19 m，由于采用上、下同时施工的逆作法，建筑的总体工期比常规施工法缩短了 11 个月。地下结构层数愈多，用逆作法施工则工期缩短愈显著。

2. 基坑变形小，相邻建筑物的沉降少

采用逆作法施工，是利用逐层浇筑的地下室结构作为周围支护结构地下连续墙的内部支撑。由于地下室结构与临时支撑相比，刚度大得多，所以，地下连续墙在侧压力作用下的变形就小得多。此外，由于中间支承柱的存在使楼板增加了支点，浇筑后的地下室楼板成为多跨连续板结构，与无中间支承柱的情况相比，跨度减小，从而使底板的隆起也减少。因此，逆作法施工能减少基坑变形，使相邻的建(构)筑物、道路和地下管线等的沉降减少，在施工期间可保证其正常使用。表 6-1 是用逆作法施工的德意志联邦银行大楼与相同深度、用地下连续墙作支护结构、用五层土锚拉结构的以传统方法施工的原联邦德国国家银行总部大楼的施工变形的比较，由此可以清楚地看出，用逆作法施工的结构的变形小得多。

表 6-1　　逆作法施工与传统方法施工的变形比较

施工方法	变形量/mm		
	地下连续墙的水平变形	底板隆起	邻近建筑物的沉降
逆作法	26～35	≤18	4～12
传统施工方法	20～60	60	25～50

3. 可节省地下室外墙及外墙下工程桩费用

多层地下室采用常规的临时支护结构施工，地下室需设置外墙及外墙下工程桩，花费工程费用相当可观。而采用逆作法施工，地下连续墙既作基坑开挖挡土阻水的支护结构，又与内衬墙组成复合结构作为地下室永久性承重外墙，把临时性支护结构与永久性地下室承重外墙合为一体，材料得到充分利用，同时，还可利用地下连续墙承受地下室各楼层、地下室底板和地下室外墙的上部结构的垂直荷载。所以，采用逆作法施工可省掉地下室外墙及外墙下工程桩的工程费用。根据分析，可节省地下室工程总造价的 1/3 左右。

4. 使底板设计趋向合理

钢筋混凝土底板要满足抗浮要求。用传统方法施工时，底板浇筑后支点少，跨度大，上浮力产生的弯矩值大，有时为了满足施工时抗浮要求而需加大底板的厚度，或增强底板的配筋。而当地下和地上结构施工结束，上部荷载传下后，为满足抗浮要求而加厚的混凝土，反过来又作为自重荷载作用于底板上，因而使底板设计不尽合理。用逆作法施工，在

施工时底板的支点增多，跨度减小，较易满足抗浮要求，甚至可减少底板配筋，使底板的结构设计趋向合理。

5. 可节省支护结构的支撑

深度较大的多层地下室，如用传统方法施工，为减少支护结构的变形，需设置强大的内部支撑或外部拉锚，不但需要消耗大量钢材，施工费用也相当可观。如上海电信大楼的深 11 m，地下三层的地下室，用传统方法施工，为保证支护结构的稳定，约需临时钢围栏和钢支撑 1 350 t。而用逆作法施工，土方开挖后就利用地下室结构本身来支撑作为支护结构的地下连续墙，可省去支护结构的临时支撑，不需要拆除内支撑的爆破及其废渣的外运，避免了环境污染。

6. 可节省土方挖填方费用

多层地下室采用常规的临时支护结构施工，为了地下室外墙支模和外防水层施工提供操作面，一般情况下基坑临时支护结构与地下室外墙之间要留 1 m 净距的施工操作空间，所以基坑土方势必要多增加开挖土方量，待地下室施工好后，又要增加地下室外墙四周围超挖的回填土方量。而采用逆作法施工，就可在地下室外墙处构筑地下连续墙，因此就可节省此部分土方挖填方工程量及其费用，据统计可节省土方 1/4 左右。

7. 简化基坑的施工工序，有明显的经济效益

采用逆筑法施工，一般地下室外墙与基坑围护墙采用两墙合一的形式，一方面省去了单独设立的围护墙，另一方面可在工程用地范围内最大限度扩大地下室面积，增加有效使用面积。此外。围护墙的支撑体系由地下室楼盖结构代替，省去大量支撑费用。而且楼盖结构即支撑体系，还可以解决特殊平面形状建筑或局部楼盖缺失所带来的布置支撑的困难，并使受力更加合理。由于上述原因，再加上总工期的缩短，因而在软土地区对于具有多层地下室的高层建筑，采用逆作法施工具有明显的经济效益。一般可节省地下结构总造价的 25%～35%。

8. 可节省地下室外墙建筑防水层费用

多层地下室采用常规的临时支护结构施工，一般情况下，建筑设计往往要做地下室外墙防水层，而采用逆作法施工，是以地下连续墙与内衬墙组成复合式结构，做成结构自防水的地下室外墙，从而也节省地下室外墙建筑防水层费用。

9. 可最大限度利用城市规划红线内地下空间，扩大地下室建筑面积

多层地下室采用常规的临时支护结构施工，地下室外墙势必要退至城市规划红线内，留有临时支护结构截面尺寸和上面所述的施工操作面空隙距离，而缩小地下室建筑面积。采用逆作法施工，在满足室外管线或构筑物布置的条件下，作为地下室外墙的地下连续墙可紧靠规划红线，甚至踩规划红线构筑地下连续墙作地下室永久性外墙。从而达到最大限度利用地下空间，扩大地下室建筑面积的目的。

10. 有利于结构抵抗水平风力和地震作用

多层地下室采用常规的临时支护结构施工，一般情况下，临时支护结构与地下室外墙之间预留空间小，进行基坑四周回填土不容易夯填密实，甚至有的施工单位没有意识到高层建筑地下室外墙四周基坑回填土的重要性，往往利用建筑垃圾随意回填了事，从而削弱了地下室结构对高层、超高层建筑嵌固约束的作用。采用逆作法施工，地下连续墙与地下原状土体黏结一起，地下连续墙与土体之间黏结力和摩擦力不仅可利用它来承受垂直荷

载，而且还可充分利用它承受水平风力和地震作用所产生的建筑物底部巨大水平剪力和倾覆力矩，主要由地下室外墙的地下连续墙通过侧壁和底部的摩擦力承受，抗倾覆力矩由墩基、挖孔桩及其锚杆共同承受。大大提高了抗震效应。

11. 施工方案与工程设计密切配合，使逆作施工方案更趋合理

按逆作法进行施工，中间支承柱位置及数量的确定、施工过程中结构受力状态、地下连续墙和中间支承柱的承载力以及结构节点构造、软土地区上部结构施工层数控制等，都与工程设计密切配合有关，需要施工单位与设计单位密切结合研究解决，才能实施逆作法施工。

逆作法施工按种类划分，有全逆作法、半逆作法、整体逆作法、分层逆作法、局部逆作法、盆状挖土逆作法、抽条挖土逆作法，等等。如果按支护结构划分，又可分为地下连续墙支护逆作法、排桩支护逆作法、排桩加锚杆支护逆作法、土钉墙支护逆作法，等等。逆作法施工是一项新兴的基坑支护技术，并已取得了丰硕成果。高层建筑深基坑支护，过去需设置施工庞大的支护结构，工程费用高、工期长，拆除支撑结构又费工费时。而逆作法施工技术，可以解决施工环境比较困难、场地四周有密集的建筑群、对开挖基坑变形有严格的要求等问题。推广应用逆作法，可以大大节约工程造价，缩短施工工期，是一种很有发展前途和推广价值的深基坑支护技术，在辽宁、上海、广州这类老城市应用逆作法施工高层建筑深基坑较多。例如，沈阳新闻中心大厦基坑与七层砖混住宅的山墙基础相距仅0.5 m，基坑内有两层地下室，采用半逆作法取得很好的效果。又如沈阳信宏大厦也是两层地下室，地下水位很高，坑周土为饱和状粉质黏土，基坑的南侧与五层框架建筑(柱子为浅基础)相靠，用冲孔灌注桩作围护时，不得不先在柱下的扩展基础上凿孔，然后穿过已凿出的孔洞(D=800 mm)再作灌注桩，基坑的东侧相距2.5 m为七层砖混住宅，在这种困难条件下采用半逆作法施工取得成功。以上两例，施工期坑壁支护的水平变形都很小，可以忽略不计。说明半逆作法具有支护效果好，且敞开式作业，造价便宜，施工进度快等特点；另外一种为部分逆作法，它一般用于面积较大的地下室，如地下车库、地下商场等。在基坑的四周保留部分土方作为对围护桩的临时反支挡，中央部分为正作法，待楼盖与围护桩相连接并形成水平支撑后再挖除基坑四周部分的保留土方。沈阳农贸大厦地下室尺寸100 m×100 m，作农产品交易市场用，采取部分逆作法比采取锚杆支护法节省造价100多万元。辽阳商业大厦基坑深两层，本来采取大直径挖孔桩作悬壁支护，由于桩入土深度不够造成悬臂桩向坑内倾斜，基坑有失稳危险，这时，改为向坑内四周回填土，使悬臂长由9 m变成4 m。首先，控制住围护排桩的侧向变形；然后，改用部分逆作法，用正作法作好主楼中央核心筒部分的挖孔桩基础和地下筒身，筒身通过楼盖梁与四周的围护桩连结形成水平支撑后再挖除坑内四周的回填土，补作四周的挖孔桩基础；最后，浇筑整体底板和侧墙。这是一个用部分逆作法处理基坑事故的成功实例。

北京王府井大厦施工场地狭小，东侧紧靠王府井百货大楼，这是一座20世纪50年代的旧建筑物，抗震等级低，地下连续墙外皮距百货大楼独立柱基础最近处仅85 cm，二者基底高差是21 m，在地下连续墙施工时，成槽作业所产生的侧压力和负压，会对百货大楼柱基下的砂层产生扰动，有可能破坏地基的稳定，影响百货大楼的结构安全，为此需对百货大楼基础进行保护，结果采用逆作法施工，保证了邻近建筑物的安全。

在20世纪90年代中期，上海市建公司在总结淮海路地铁车站施工经验的基础上，研

究开发了逆作法信息化施工技术、柱墙沉降控制技术、在有顶盖的地下挖运土方的技术、后施工柱梁板与柱墙连接技术等，为保证逆作法的顺利进行准备了必要的技术措施，终于，在1994—1997年胜利完成了上海恒积大厦工程的逆作法施工，这是上海比较完整意义上的高层建筑多层地下室逆作法施工。该工程地上22层，建筑高度95 m；地下四层、基坑深度17 m；总建筑面积58 000 m^2。由于这个工程采用逆作法施工后所体现的“好”、“快”、“省”效果，在上海地区掀起了一股逆作法热，其后相继有明天广场、京沙住业大厦、上海市规划展示厅等10多项工程采用逆作法施工。还有一些大工程正在采用逆作法施工。另外，由于媒介的传播，此法的优点也为外省市同行所接受，在浙江杭州与云南昆明已有几个工程将传统的地下室基坑支护施工改为逆作法施工。因此，作为高层建筑多层地下室施工的一种新方法，逆作法将会得到工程界越来越多的重视与广泛应用。

在香港，运用逆作法施工已经相当普遍，逆作法施工以其施工占用地小和缩短工期等方面的明显优势颇受大家的青睐，尤其是在一些大型的并具有较深基础的工程项目。如香港九龙站上盖工程位于九龙西部的填海区，是从属于新机场干线的私人发展项目。该工程与地铁相连接，占地16万 m^2，建筑面积24.5万 m^2，地下结构三层，地面五层裙楼及六栋36层塔楼，建筑高度为150 m，地下室作为停车场，上部结构为商住两用的综合性大楼。工程造价为26亿港元，工程总承包商为香港一家建筑公司和日本的建筑公司所组成的联营公司，工程建造工期只有28个月（不包括桩基及地下连续墙施工），现场根据建筑师的设计运用逆作法进行基础结构的施工。

另外，逆作法已列入2001年及2010年颁布的《中华人民共和国国家标准建筑地基基础设计规范》第7章中“基坑工程”；在冶金工业部发布的行业标准《建筑基坑工程技术规范》（YB 9258—97）第16章中也列出了“基坑工程逆作法”，各地方如上海、广州等地，也陆续公布了《地下室逆作法施工工法》[（YJGF02—96）及（YJGF07—98）]，说明逆作法施工已日趋成熟，列入了规范编制施工工法，目前，正在全国各地顺利地推广和应用。

6.3 逆作法施工原理与施工程序

深基坑支护采用逆作法，是地面以下各层地下室自上而下施工，并借助于地下结构自身的能力对基坑产生支护作用，来保证基坑土方开挖，并利用地下各层的钢筋混凝土楼板的水平刚度和抗压强度，使各层楼板成为基坑围护桩（墙）的水平支撑点，并利用基坑外不同方向的土压力（包括被动土压力）的自相平衡来抵消对坑壁围护桩（墙）的不利影响。因此，在施工时，一般先浇筑楼板，再挖楼板下面的土方。目前，在基坑工程基本逆作法的基础上进一步发展实现各种形式的逆作法施工。

1. 施工程序

因各工程的地质条件和四周环境的差异，所以，逆作法又分为整体逆作法、分层逆作法、半逆作法、部分逆作法、部分正作法，等等。逆作法施工程序见图6-2。

根据图6-2所示，逆作法施工程序如下：

① 按基础外围面积，先施工四周的支护结构，支护体系采用地下连续墙或排桩支护，排桩采用冲孔桩、钻孔桩或挖孔桩等。

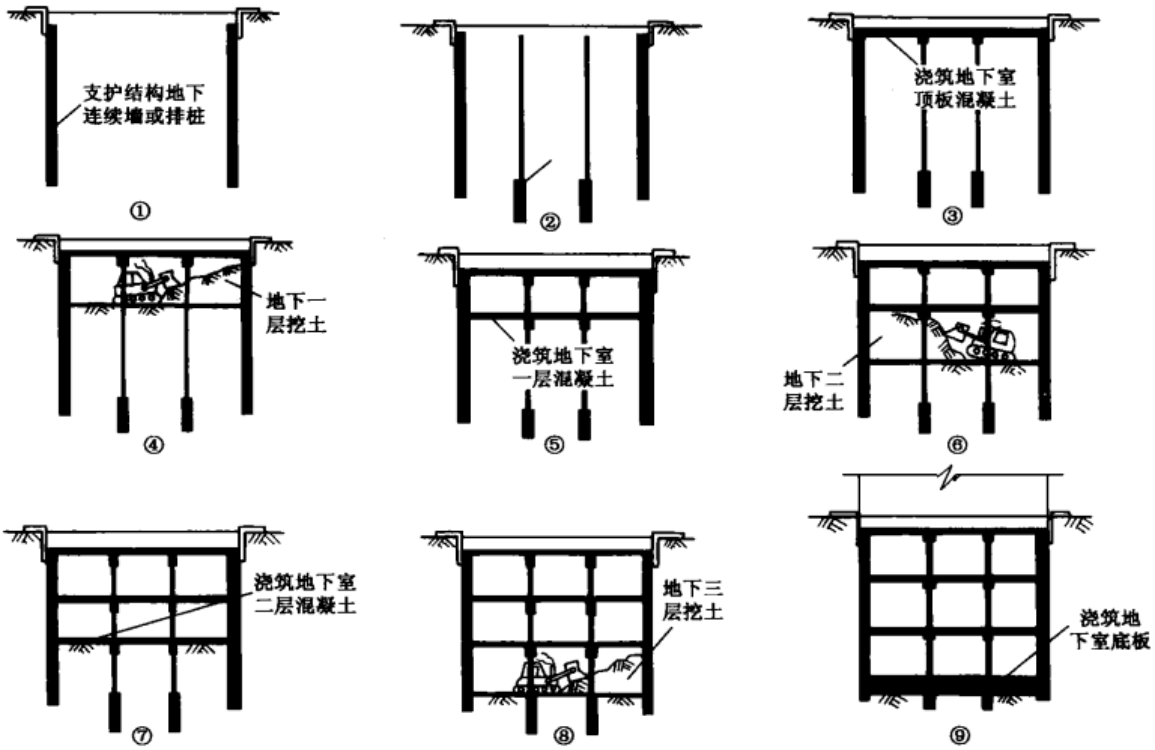


图 6-2 逆作法施工程序

② 按设计图施工中间支承柱和基础，若有地下水可作降水处理后，再施工挖孔桩，基础若是桩基采用上述排桩施工桩的方法；基础若是天然地基可采用挖孔墩。中间支承柱目前在逆作法施工时，大部分是临时采用钢管柱或型钢柱（宽翼面工字钢）支承，挖土完成后再作外包混凝土。当采用挖孔桩时，可支模采用钢筋混凝土柱。

③ 利用地下室一层的土方夯实修正后作地模，浇灌地下室±0.0层的顶层钢筋混凝土的梁和板，并在此层预留出挖土方的出土洞若干个。

④ 进行地下室一层土方的推土、挖土和运土到室外卸土区。

⑤ 重复程序③进行地下室二层梁板混凝土的浇筑，同样，要在楼板中预留出土洞。

⑥ 重复程序④进行地下室二层的土方外运。

⑦ 重复程序③、⑤进行地下三层的梁板混凝土的浇筑。同样，要在楼板中预留出土洞。

⑧ 重复程序④、⑥进行地下室三层的土方外运。

⑨ 重复程序③、⑤、⑦进行地下室底板混凝土的浇筑。

在上述各程序施工中，一定要预埋或预留出逆作法施工的特殊预埋件和预留孔。

2. 逆作法的分类

根据对围护结构的支撑方式，基坑工程逆作法可分为以下几类：

（1）全逆作法。利用地下各层钢筋混凝土肋形楼板对四周围护结构形成水平支撑。

（2）半逆作法。利用地下各层钢筋混凝土肋形楼板中先期浇筑的交叉格形肋梁，对围护结构形成框格式水平支撑，待土方开挖完成后再二次浇筑肋形楼板（见图 6-3）。

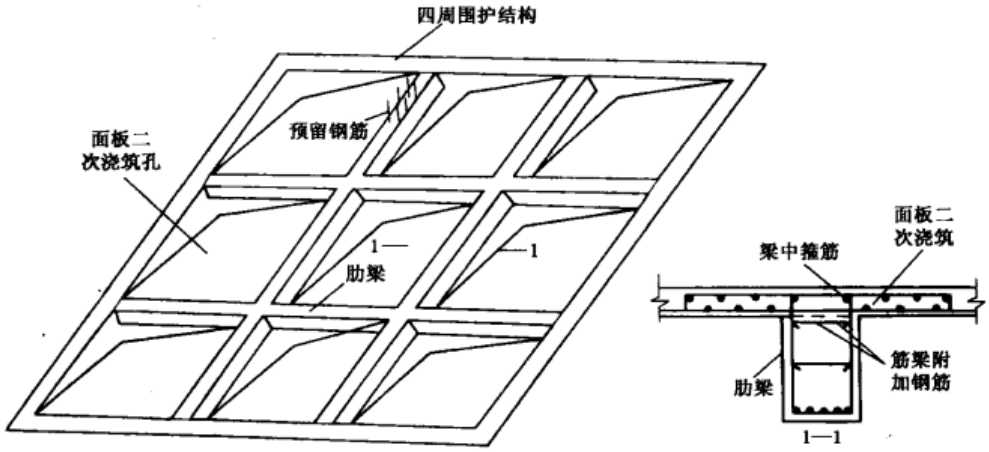


图 6-3　半逆作法示意图

（3）部分逆作法。利用基坑内四周暂时保留的局部土方对四周围护结构形成水平抵挡，抵消侧向土压力所产生的一部分位移。在基坑中部按正作法施工，基坑边四周用逆作法（见图 6-4）施工。这种方法也叫盆状开挖逆作法。

（4）分层逆作法。此方法与上述各种所述的逆作法不同，主要是针对四周围护结构，是采用分层逆作，不是先一次整体施工完成。分层逆作四周的围护结构是采用土钉墙（见图 6-5），采用这种分层逆作法造价较低，施工进度又快，但一般在土质较好的地区施工采用分层逆作法，效果较好。

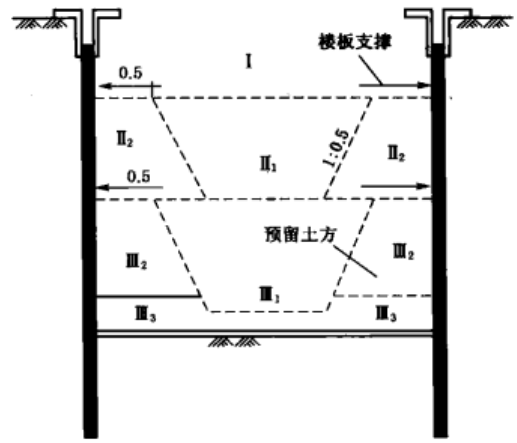


图 6-4　部分逆作法示意图（单位：m）

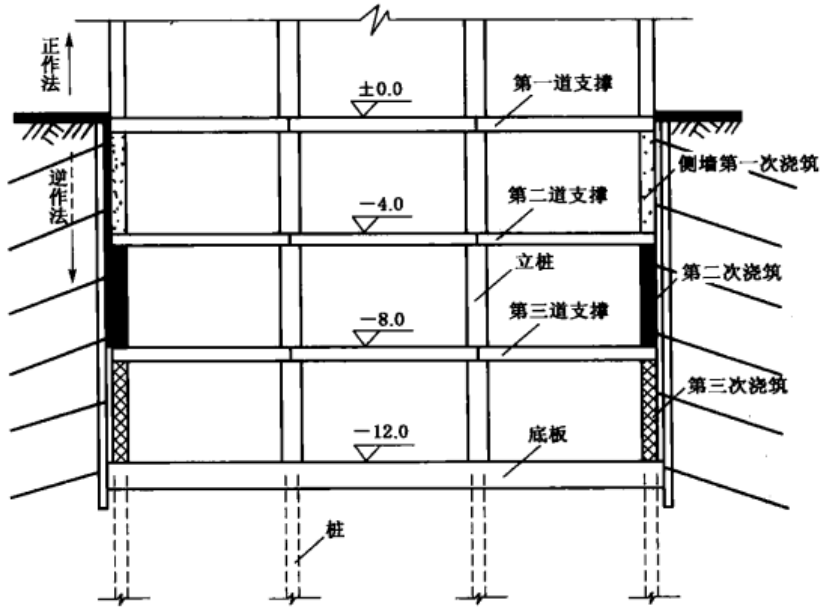


图 6-5　分层逆作法

除了上述几种逆作法施工地下结构外，还有部分正作法、部分逆作法；土方抽条开挖逆作法；考虑时空效应的逆作法，等等。

3. 各种逆作法的施工步骤

采用逆作法施工工艺，必须具备的两个基本条件：

① 其施工用围护结构应该是永久性的(但也有采用临时性支挡结构)，而且是作为建筑物主体受力结构的一部分，所以，一般是地下墙作围护，并于内部施工时再复以内衬，成为一复合共同受力的结构。

② 必须采用“一桩一柱”的基础，每根桩必须能承受箱形基础尚未完成前的上部和地下结构自重，以及施工设施、施工荷载等各种荷载。

逆作法施工工艺具有下述特点：

① 可使建筑物上部结构的施工和地下基础结构施工上下平行立体作业，在建筑规模大、上下层次多时，大约可节省工时 1/3。

② 利用作围护结构的地下墙以及永久地下结构的梁、板、柱等，作为施工阶段的挡土挡水支撑受力结构，受力良好合理，围护结构变形量小，因而对邻近建筑的影响亦小。

③ 地面层楼板做好后，进行地下部分结构施工，虽然地下室土方及其结构施工较困难，但土方施工却可少受风雨影响，且土方开挖可较少或基本不占总工期。

地下室工程由上而下进行地下工程的结构和建筑施工，同时，由下而上进行地上工程建筑的施工，其作业程序见图 6-6。

各种逆作法的施工步骤有所不同，下面将分述全逆作法、半逆作法、局部逆作法和分层逆作法的施工步骤。

1) 全逆作法

全逆作法施工可按下列步骤进行：

① 沿地下室四周用排桩或地下连续墙作围护结构。

② 当地下室底板是建立在群桩基础上时，先进行桩基施工。

③ 在地下室各柱子的截面中心处作支撑各层楼盖的临时立柱及其基础。

④ 利用地模或其他支撑方法浇筑地下一层的顶盖梁板混凝土；顶盖支撑于临时立柱上并通过边梁与四周的围护结构连接，形成第一道水平内支撑。

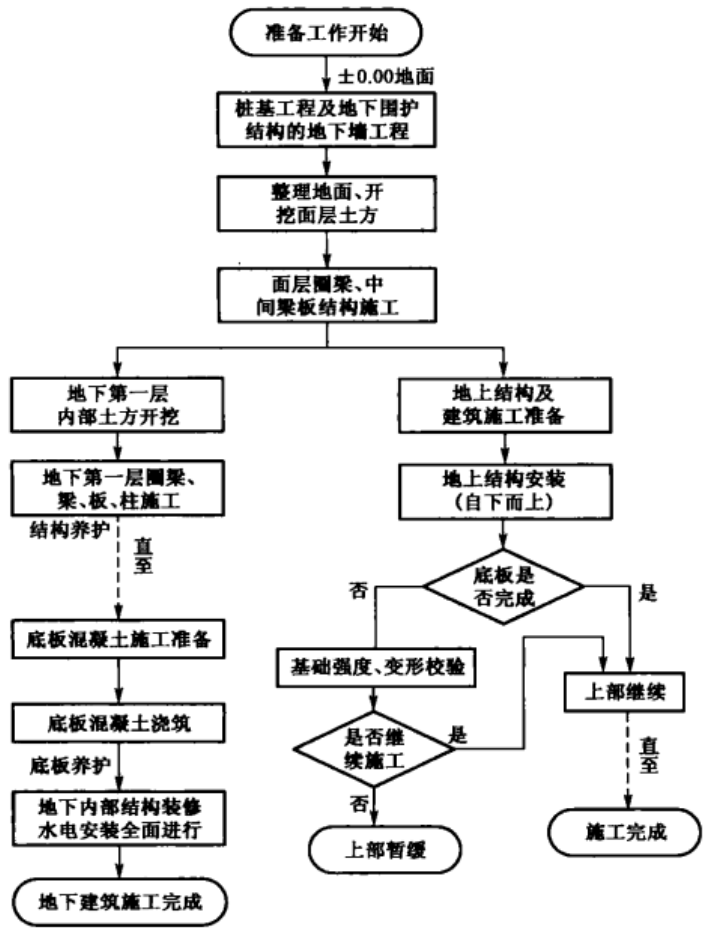


图 6-6 逆作法作业程序方框图

⑤ 挖除顶盖下面地下一层的土方。

⑥ 利用地模或其他支模法浇筑地下二层的顶盖梁板混凝土，顶盖支撑于临时立柱上，形成第二道水平内支撑。

⑦ 挖除地下两层的土方。

⑧ 若地下室仅两层，则浇筑底板混凝土，然后浇筑侧墙混凝土和叠合柱子的外包混凝土，完成地下结构施工。

⑨ 若有多于两层的地下室，则按本方法第 6 和第 7 条的步骤继续往下进行逆作业。

目前，这种全逆作法已形成工法，上海、广州已将这类全逆作法制订出施工工法。

2）半逆作法

半逆作法施工可按下列步骤：

① 沿地下室四周用排桩或地下连续墙作围护结构。

② 当地下室底板是建立在群桩基础上时，先进行桩基施工。

③ 在地下室各柱子的截面中心位置处，作支承各层楼盖的临时立柱及其基础。

④ 利用地模或其他支模浇筑地下一层的 T 形楼盖的肋梁部分混凝土，肋梁在交叉点处支承于临时立柱上，并通过边梁与四周的围护结构连接，形成第一道框格式（见图 6-3）水平内支撑。

⑤ 挖除肋梁下面地下一层的土方。

⑥ 利用地模或其他支模法浇筑地下二层的 T 形楼盖的肋梁部分混凝土，形成第二道水平内支撑。

⑦ 挖除地下二层的土方。

⑧ 若地下室仅两层，则浇筑底板混凝土，然后浇筑侧墙混凝土和叠合柱子的外包混凝土，完成地下结构施工。

⑨ 若有多于两层的地下室，则按本方法第 6 和第 7 条的步骤继续往下进行半逆作法作业。

半逆作法的应用也较多。主要利用地下各层的肋梁引成强大的水平支撑，待土方外运完成后再浇筑各层楼板。

3）部分逆作法

部分逆作法施工可按下列步骤进行：

① 沿地下室四周作围护排桩或地下连续墙。

② 开挖地下室土方，但保留边跨土方不开挖，形成对围护桩（墙）的临时支撑。

③ 做地下室柱子基础。

④ 做地下室柱子。

⑤ 浇筑地下室顶盖混凝土，并与四周围护桩（墙）结合形成水平支撑。

⑥ 挖除地下室四周的保留土方。

⑦ 浇筑底板混凝土和侧墙混凝土，完成地下结构施工。

部分逆作法的施工方法很多，如土方的盆状开挖、四周逆作法、中间正逆作法，等等。

4）分层逆作法

分层逆作法施工可按下列步骤：

① 先施工中间支承柱（或临时支承柱）及基础，并在基坑四周也施工若干个支承柱

(或临时支承柱)及基础(见图 6-7)。

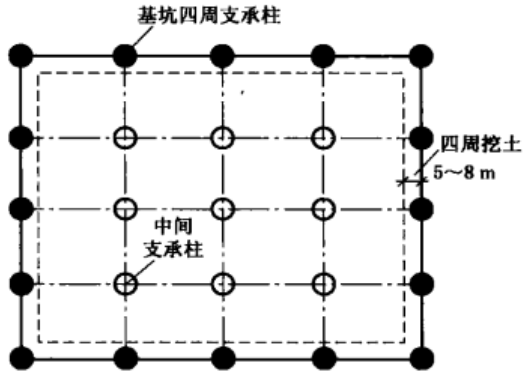


图 6-7 中间柱及基坑四周支承柱平面布置图

② 沿基坑四周 5~8 m 先进行土方开挖,平面见图 6-7,剖面见图 6-8。

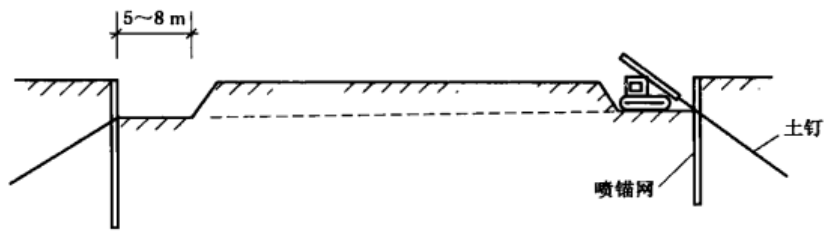


图 6-8 基坑四周土方开挖示意图

③ 筑地下一层土钉墙,并进行喷锚网施工。

④ 在土钉墙面上作防水层。

⑤ 利用地模或其他支模方法浇筑地下室顶层楼板,要求四周顶紧土钉墙,并在楼板上预留出取土洞,在楼板与侧墙连接处一定要预留浇筑侧墙混凝土的浇灌孔,预埋 Dg100 钢管间距 0.8~1.0 m,按图 6-9 所示,使侧墙浇筑混凝土时顶部与楼板混凝土顶紧。

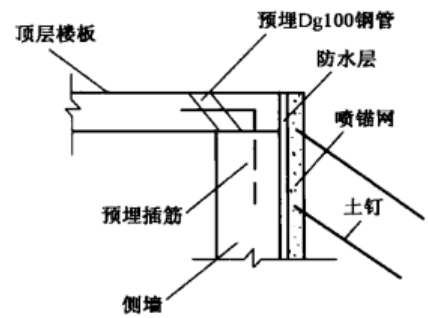


图 6-9 侧墙与楼板连接

⑥ 全面开挖地下室一层土方。

⑦ 浇筑地下室一层四周侧墙混凝土。

⑧ 沿基坑四周 5~8 m 进行地下室两层的土方开挖。

⑨ 筑地下两层土钉墙,并进行喷锚网施工。

⑩ 重复本方法第 4、第 5、第 6 条的步骤进行侧墙浇筑混凝土和土方开挖等,继续往下进行逆作业,但为了使楼板与侧墙连接紧密,从第二层开始楼板四周边缘增加一根钢筋混凝土的反梁(见图 6-10)。

⑪ 若地下室仅两层,先浇筑底板混凝土,然后浇筑地下两层的侧墙混凝土和叠合柱子的外包混凝土等,底板与侧墙的连接见图 6-11,整个地下结构施工就完成了。

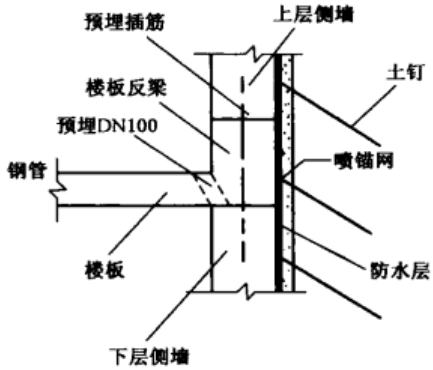


图 6-10　楼板四周边缘的钢筋混凝土反梁

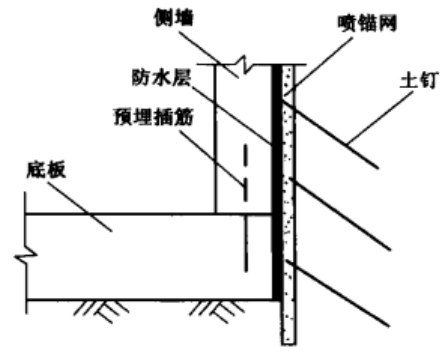


图 6-11　底板与侧墙连接图

总之，分层逆作法施工在土质较好地区有不少施工实例，重点要注意防水的工程质量和侧墙与楼板的连接。采用分层逆作法可更大地降低工程造价，大大加快施工的进度，经实践效果很好。

综上所述，多种逆作法采用全逆作、半逆作、局部逆作、分层逆作的各种施工程序，为基坑工程的施工提供了多种科学可行的施工程序。

从发展眼光来看，这种以土钉墙与逆作法施工相结合的设计与施工思路及实践表明，很有发展前途。可以取得更好的技术经济效果，为建筑深基坑支护提供了一种可选择的新型施工形式。

6.4　逆作方法选择

根据工程实践，逆作法施工已形成多种方法，如全逆作法、半逆作法、部分逆作法和分层逆作法，等等。但在施工深基坑时，如何选择逆作方法也是一门很重要的技术，选择不好，就会延误工期，加大工程的费用，有时还会造成工程事故，给国家和工程带来不应有的损失。

逆作方法的选择主要考虑以下几项内容：

（1）基坑深度目前高层建筑地下大部分是两层（一层用于停车场，另一层是设备层）发展到三层，但也有多层地下室，国内最深的是北京外经贸委综合楼地下六层地下开挖深度为－26.68 m，国外最深的地下室是地下 13 层，地下越深，施工的难度越大。选用逆作方法，首要考虑的是地下深度问题。

（2）工程地质土层构造是考虑选用逆作法又一重要因素，土层较好，虽然四周环境较差，可以采用简单可行的逆作方法；如土层较差，四周环境又稍好，必须采用可靠的逆作方法。因此，在确定逆作方法前，必须对工程地质进行详细地勘察，切忌简单从事。

（3）地下水对基坑开挖的影响更大，在基坑开挖中不论采用何种逆作方法，勘察单位不能忽视水文地质勘察工作，所以，一定要在施工前将地下水的形成及种类要调查清楚，是承压水、渗流水，还是上层滞水以及水头大小，土层的渗透系数等，以便选用合适的止水方案和降水措施使逆作施工时，不致因水患造成基坑施工失误。

（4）基坑四周的环境也是决定选用逆作方法的重要因素，四周的环境除了地上建筑

距基坑的远近之外，对地下各类管线、电缆的调查特别重要，一定要调查落实，不致因逆作施工破坏四周的地下工程，对基坑产生次生灾害。

对于具有多层地下室的高层建筑采用逆作法施工虽有不少优点，亦存在不足之处，主要表现在以下几方面：

(1) 逆作法用地下室楼盖作为水平支撑，支撑地下连续墙围护墙，支撑位置受地下室层高的限制，无法调整高度，如遇较大层高的地下室，有时需另设临时水平支撑或加大围护墙的断面及配筋。

(2) 由于挖土是在顶部封闭状态下进行，基坑中还分布有一定数量的中间支承柱(亦称中柱桩)和降水用井点管，使挖土的难度增大，在目前尚缺乏小型、灵活、高效的小型挖土机械情况下，如果全利用人工开挖和运输，虽然费用并不高，但机械化程度较低。影响挖土效率。

(3) 采用逆作法施工，地下室顶层楼板作为施工场地，有时施工荷载往往会超过工程的使用荷载，所以，在逆作法施工前，设计要预先考虑这种施工超载，必要时要进行结构加固。

(4) 逆作法施工需设中间支承柱，作为地下室楼盖的中间支承点，承受结构自重和施工荷载。如数量过多给施工造成不便，使逆作法的优点有所降低。在软土地区由于单桩承载力低，数量少会使底板封底之前上部结构允许施工的高度受限制，不能有力地缩短总工期，如加设临时立柱，则会提高施工费用，给施工造成不便。

(5) 对地下连续墙、中间支承柱与底板和楼盖的连接节点需进行特殊处理，施工中不能马虎。在设计方面尚需研究减少地下连续墙(其下无桩)和底板(软土地区其下皆有桩)的沉降差异。

(6) 逆作法在地下封闭的工作面内施工，安全上要求使用低于 36 V 的低电压，为此则需要特殊机械。有时还需增设一些垂直运输土方和材料设备的专用设备。还需增设地下施工需要的通风、照明设备，以保证地下施工中的安全。

针对以上问题建议选用逆作方法时要考虑以下几条因素：

(1) 地下室深度最好是两层及两层以上较深较大的地下工程。

(2) 拟建建筑物基坑四周的环境特别复杂，施工难度很大，四周的环境保护要求特别严格。

(3) 工期要求紧，缩短施工工期对工程有特别重要的意义或有巨大的经济效益。

(4) 基坑地下室面积较大，造型又复杂，采用一般的支护结构，难以完成地下室工程的施工。

6.5 逆作法施工技术

根据逆筑法的工艺原理可知，逆筑法的施工程序是：中间支承柱和地下连续墙施工→地下室－1 层挖土和浇筑其顶板、内部结构→从地下室－2 层开始地下室结构和地上结构同时施工(地下室底板浇筑之前，地上结构允许施工的高度根据地下连续墙和中间支承柱的承载能力确定)→地下室底板封底并养护至设计强度→继续进行地上结构施工，直至工程结束。

以上内容属于逆筑法施工，也包括地下连续墙、中间支承柱和地下室结构的施工。前者前面已详述，此处只简单介绍地下连续墙中间支承柱和地下室结构施工的特点；对分层逆作法介绍土钉墙施工的要点。逆作法施工原理简单，效果明显，但施工控制不好将会得到相反的结果，这里以已施工工程的经验，说明必须注意的关键技术。

1. 地下连续墙

地下连续墙是通过专用的挖(冲)槽设备，沿着地下建筑物或构筑物的周边，按预定的位置，开挖出或冲钻出具有一定宽度与深度的沟槽，用泥浆护壁，并在槽内设置具有一定刚度的钢筋笼结构，然后用导管浇灌水下混凝土，分段施工，用特殊方法接头，使之连成地下连续的钢筋混凝土墙体，其主要用于：基坑开挖和地下建筑的临时性和永久性的挡土结构；地下水位以下的截水、防渗；部分工程的墙体还承受上部建筑的永久性荷载兼有挡土墙和承重基础作用；邻近建筑物的支护；具有消除相邻振动影响的隔振墙等。

下面重点介绍地下连续墙的构造连接和总体质量要求。

1) 构造连接

在地下连续墙槽段之间如采用刚性施工接头，可使地下连续墙各槽段形成一片整体的墙体，共同承受上部结构的垂直荷载。当槽段之间，以柔性施工接头连接时，为增强地下连续墙的整体性，可在地下连续墙顶部设置钢筋混凝土压顶圈梁，将地下连续墙各槽段连接起来。当压顶圈梁不足以承受槽段之间的剪力时，可在底板与地下连续墙连接处设置底板环梁，须使该环梁嵌入地下连续墙中，计算中由压顶圈梁和底板环梁共同承受槽段之间的剪力。如仍不满足，则槽段之间必须采用刚性施工接头。

在以地下连续墙作为地下室外墙的基础设计中，地下室隔墙尽量布置在地下连续墙槽段接头处，并在槽段接头处设置加强柱，可在地下连续墙槽段两端内侧预埋钢板，待基坑开挖后，凿除表面保护层混凝土并清洗干净后，用通长钢板焊接成一体，并用高标号水泥砂浆将接头孔隙灌填密实。然后加强柱与地下室隔墙用现浇钢筋混凝土形成整体，从而保证接头处的连续性和整体性。

如地下室隔墙的位置并非地下连续墙接头处，可采用在地下连续墙内预埋钢筋接驳器或预埋弯筋，从而与地下连续墙连为整体。另外，地下室结构梁与地下连续墙的连接通常采用钢筋接驳器或预埋弯筋。

当主体结构需设置沉降缝及后浇带时，通过对地下连续墙槽段接缝或槽段本身的构造处理，同样，也可在地下连续墙中设置沉降缝及后浇带。在地下连续墙中构造沉降缝及后浇带的施工难度较高，但在实际工程中已成功应用，并取得较理想的效果。

2) 地下连续墙的总体质量控制

① 地下连续墙墙面倾斜度和平整度要求。墙面倾斜度要求达到 1/250～1/300；墙面表面局部突出和墙面倾斜之和不应大于 100 mm；地下连续墙上预埋连接的铁件的偏差不大于 50 mm。

② 地下连续墙变形引起周围地面沉降的控制要求。基坑开挖过程中，地下连续墙的变形将引起坑周地面沉降，其沉降量控制应保证相邻建筑物、市政管线等不受损害、不影响其安全使用为原则。具体控制标准应视基坑工程具体情况分析确定。

③ 地下连续墙墙体移动或转动达到破坏状态时的控制值详见表 6-2。

表 6-2　　墙体移动或转动达到破坏状态时的控制值

土　质	x/H	
	主　动	被　动
密实无黏性土	0.001	0.02
松散无黏性土	0.004	0.04
密实黏性土	0.01	0.02
松散黏性土	0.02	0.04

注：x = 水平位移，H = 墙体高度。

地下连续墙施工由于施工设备庞大，工程造价较高，所以，目前除重大工程中必须采用外，一般采用排桩代替。

2. 土钉墙施工

当采用分层逆作法施工时，就可以不采用地下连续墙或排桩这类支护结构，可以直接采用土钉墙支护，地下室墙随着逆作施工采用分层浇筑，其墙的厚度也可减薄，一般由设计计算决定。土钉墙施工工艺应按下列要求进行。土钉支护每步施工的流程见图 6-12。

开挖工作面，修整边坡 → 设置土钉（包括成孔、置入钢筋、注浆、补浆）

→ 铺设、固定钢筋网 → 喷射混凝土面层

图 6-12　施工流程图

上述施工流程，可根据不同的土质特性和支护设计要求，灵活变动支护施工流程。

1）土方开挖

土钉支护应按设计规定的分层开挖深度按作业顺序施工，在未完成上层作业面的土钉与喷混凝土以前，不得进行下一层深度的开挖。当基坑面积较大时，允许在距离四周边坡 8～10 m 的基坑范围内自由开挖，但应注意与分层作业区的开挖相协调。

当用机械进行土方作业时，严禁边壁出现超挖或造成边壁土体松动。基坑的边壁宜采用小型机具或铲锹进行切削清坡，以保证边坡平整并符合设计规定的坡度。

支护分层开挖深度和施工的作业顺序，应保证修整后的裸露边坡能在规定的时间内保持自立并在限定的时间内完成支护，即及时设置土钉或喷射混凝土。基坑在水平方向的开挖也应分段进行，可取 10～20 m。

应尽量缩短边壁土体的裸露时间。对于自稳能力差的土体如高含水量的黏性土和无天然黏结力的砂土应立即进行支护。

为防止基坑边坡的裸露土体发生坍陷，对于易塌的土体可采用以下措施：

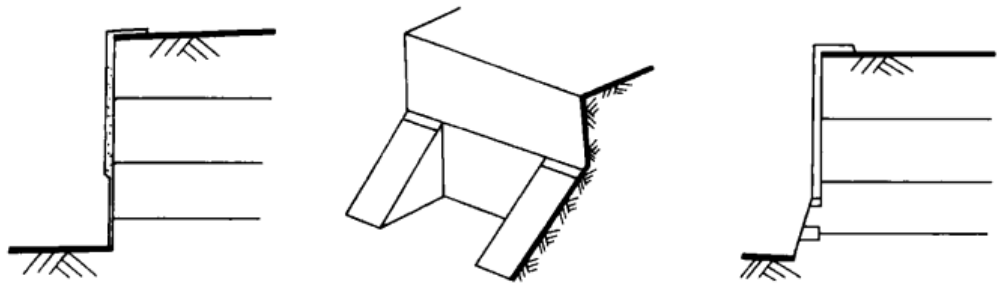
① 对修整后的边壁立即喷上一层薄的砂浆或混凝土，待凝结后再进行钻孔。

② 在作业面上先构筑钢筋网喷混凝土面层，而后进行钻孔并设置土钉。

③ 在水平方向上分小段间隔开挖。

④ 先将作业深度上的边壁做成斜坡，待钻孔并设置土钉后再清坡。

⑤ 在开挖前，沿开挖面垂直击入钢筋或钢管，或注浆加固土体（图 6-13）。



(a) 先喷浆护壁后钻孔置钉　(b) 水平方向分小段间隔开挖　(c) 预留斜坡设置土钉后清坡

图 6-13　易塌土层的施工措施

2) 土钉设置

土钉成孔前,应按设计要求定出孔位并作出标记和编号。孔位的允许偏差不大于150 mm,钻孔的倾角误差不大于3°,孔径允许偏差为$\pm^{30\ mm}_{5\ mm}$,孔深允许偏差为$\pm^{200\ mm}_{50\ mm}$。成孔过程中遇有障碍物需调整孔位时,不得影响支护安全。

成孔过程中,应做好成孔记录,按土钉编号逐一记载取出的土体特征、成孔质量、事故处理等。应将取出的土体与初步设计时所认定的加以对比,有偏差时应及时修改土钉的设计参数。

钻孔后,应进行清孔检查,对孔中出现的局部渗水塌孔或掉落松土应立即处理。成孔后,应及时安设土钉钢筋并注浆。

土钉钢筋置入孔中前,应先设置定位支架,保证钢筋处于钻孔的中心部位,支架沿钉长的间距为2～3 m,支架的构造应不妨碍注浆时浆液的自由流动。支架可为金属或塑料件。

土钉钢筋置入孔中后,可采用重力[低压(0.4～0.6 MPa)或高压(1～2 MPa)]方法注浆填孔。水平应采用低压或高压方法注浆。压力注浆时应在钻孔口部设置止浆塞(如为分段注浆,止浆塞置于钻孔内规定的中间位置),注满后保持压力3～5 min。重力注浆以满孔为止,但在初凝前需补浆1～2次。

对于下倾的斜孔采用重力方法注浆或低压注浆时宜采用底部注浆方式,注浆导管底端应先插入孔底,在注浆的同时将导管以匀速缓慢撤出,导管的出浆口应始终处在孔中浆体的表面以下,保证孔中气体能全部逸出。

对于水平钻孔,应用口部压力注浆或分段压力注浆,此时需配排气管并与土钉钢筋绑牢,在注浆前与土钉钢筋同时送入孔中。

向孔内注入浆体的充盈系数必须大于1。每次向孔内注浆时,宜预先计算所需的浆体体积并根据注浆泵的冲程数求出实际向孔内注入的浆体体积,以确认实际注浆量超过孔的体积。

注浆用水泥砂浆的水灰比不宜超过0.4～0.45,当用水泥净浆时水灰比不宜超过0.45～0.5,并宜加入适量的速凝剂等外加剂用以促进早凝和控制泌水。施工时,当浆体工作度不能满足要求时,可外加高效减水剂,不准任意加大用水量。浆体应搅拌均匀并立即使用,注浆前、中途停顿或作业完毕后,须用水冲洗管路。

当土钉钢筋端部通过锁定筋与面层内的加强钢筋网连接时(图6-14(a)),其相互之间

应可靠焊牢。当土钉端部通过其他形式的焊接件与面层相连时，应事先对焊接强度作出检验。当土钉端部通过螺纹、螺母、垫板与面层连接时(图 6-14(b))，宜在土钉端部约 600～800 mm 的长度段内，用塑料包裹土钉钢筋表面使之形成自由段，以便于喷射混凝土凝固后拧紧螺母；垫板与喷射混凝土面层之间的空隙用高强水泥砂浆填平。

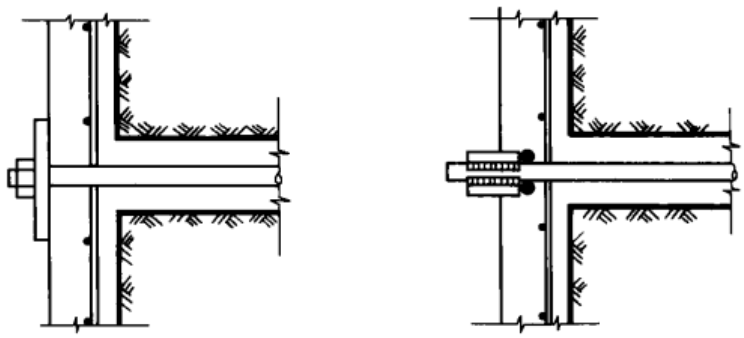


图 6-14 土钉与面层的连接

3) 排水系统

土钉支护宜在排除地下水的条件下进行施工，应采取恰当的排水措施包括地表排水，支护内部排水，以及基坑排水，以避免土体处于饱和状态并减轻作用于面层上的静水压力。

基坑四周支护范围内的地表应加修整，构筑排水沟和水泥砂浆或混凝土地面，防止地表降水向地下渗透。靠近基坑坡顶宽 2～4 m 的地面应适当垫高，并且里高外低，便于径流远离边坡。

在支护面层背部应插入长度为 400～600 mm、直径不小于 40 mm 的水平排水管，其外端伸出支护面层，间距可为 1.5～2 m，以便将喷混凝土面层后面的积水排出(图 6-15)。

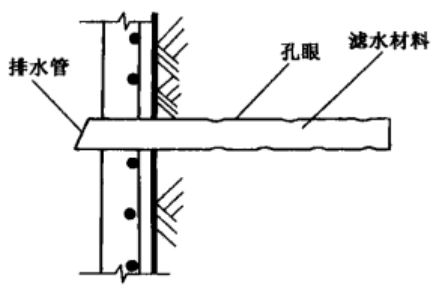


图 6-15 面层背部排水

为了排除积聚在基坑内的渗水和雨水，应在坑底设置排水沟及集水坑。排水沟应离开边壁 0.5～1 m，排水沟及集水坑宜用砖砌并用砂浆抹面以防止渗漏，坑中积水应及时抽出。

4) 喷混凝土面层

在喷射混凝土前，面层内的钢筋网片应牢固固定在边壁上并符合规定的保护层厚度要求。钢筋网片可用插入土中的钢筋固定，在混凝土喷射下应不出现振动。

钢筋网片可用焊接或绑扎而成，网格允许偏差为±10 mm。钢筋网铺设时每边的搭接长度应不小于一个网格边长或 200 mm，如为搭焊则焊长不小于网筋直径的 10 倍。

喷射混凝土配合比应通过试验确定，粗骨料最大粒径不宜大于 12 mm，水灰比不宜大于 0.45，并应通过外加剂来调节所需工作度和早强时间。

当采用干法施工时，应事先对操作手进行技术考核，保证喷射混凝土的水灰比和质量能达到要求。喷射混凝土前，应对机械设备，风、水管路和电路进行全面检查及试

运转。

喷射混凝土的喷射顺序应自下而上，喷头与受喷面距离宜控制在0.8～1.5 m范围内，射流方向垂直指向喷射面，但在钢筋部位，应先喷填钢筋后方，然后再喷填钢筋前方，防止在钢筋背面出现空隙。

为保证施工时的喷射混凝土厚度达到规定值，可在边壁面上垂直打入短的钢筋段作为标志。当面层厚度超过100 mm时，应分二次喷射，每次喷射厚度宜为50～70 mm。在继续进行下一步喷射混凝土作业时，应仔细清除预留施工缝接合面上的浮浆层和松散碎屑，并喷水使之潮湿。

喷射混凝土终凝后2 h，应根据当地条件，采取连续喷水养护5～7 d，或喷涂养护剂。

3. 中间支承柱施工

在逆筑法施工期间，地下室底板未浇筑之前，中间支承柱的作用是与地下连续墙一起承受地下和地上各层的结构自重和施工荷载。在地下室底板浇筑后，与底板连接成整体，作为地下室结构的一部分，将上部结构及承受的荷载传递给地基。

中间支承柱的位置和数量，要根据地下室的结构布置和制定的施工方案详细考虑后经计算确定，一般布置在柱子位置或纵、横墙相交处。中间支承柱所承受的最大荷载，是地下室已修筑至最下一层、而地面上已修筑至规定的最高层数时的荷载。中间支承柱是以支承柱四周与土的摩阻力和柱底的正应力来平衡它承受的上部荷载。因此，中间支承柱的直径一般都设计得较大。由于底板以下的中间支承桩要与底板结合成整体，因此，都做成灌注桩形式，其长度亦不能太长，否则，影响底板的受力形式，与设计的计算假定不一致。

底板以上的中间支承柱的柱身，多为钢管混凝土柱或H形钢柱，断面小而承载能力大，而且也便于与地下室的梁、柱、墙、板等连接。

由于中间支承柱上部都为钢柱，下部为混凝土桩，所以，都用灌注桩方法进行施工。

1）立柱桩支持上部荷载方式

直接利用工程桩支持上部荷载是最常有的方法，工程桩是人工挖孔灌注桩或大直径钻孔灌注桩时，应优先采用一柱一桩。若是小直径桩或预制桩，则布置成多桩承台支持立柱。立柱（桩）承载力经计算不足时，应增加临时立柱（桩）。在部分无工程桩的部位可加设临时立柱桩，其平面布置应尽量避开主次梁并做好穿越基础时的防水处理。另外，还可以将上部荷载通过与地下墙相连的临时斜撑传到地下墙，由地下墙直接承重。

在20世纪60年代前，支持上部荷载多采用临时立柱（桩），近年来，随着施工技术的不断完善，则转向以工程桩承载为主；地下墙承重时需对其进行加固补强和安装斜撑，增加了工程费用，故在大规模工程中不宜采用。

2）中柱采用钻孔桩施工

为确保中柱施工质量达到设计要求，同时，确保施工人员的操作安全，施工前安排了以下施工工艺流程：测量放线→钻孔成孔→下钢筋笼及钢套管→灌基桩混凝土→钻芯、抽泥浆→凿杯口混凝土→注浆→安装定位器→下钢管柱→上口固定→浇杯口混凝土→浇钢管柱混凝土→钢套管回收灌砂。

① 测量放线。在中桩东西和南北方向各设2点挂线对中，按中心点将设备就位。水

平位置偏差控制在 2 cm 以内。

② 钻孔成孔。采用泵吸反循环成孔和悬挖钻成孔方式。主要质量要求：孔径不得小于 ϕ1 500，孔底要钻入卵石层 50 cm 以上，垂直度偏差要保证在 1/100 以内。

③ 下钢筋笼及套管。按设计要求提前加工好 13 m 钢筋笼运到现场后，需要和套管焊牢，用吊车分两次将钢筋笼和套管包括注浆管下到孔内，将上口调中并固牢。焊接时要求保证套管与钢筋笼的同轴度，而且套管安装要严密，防止漏水，特别是将钢筋笼及套管下到孔底后，先将孔口重新调整中心后，才能将上口固定。

④ 灌注混凝土(基桩)。水下灌注混凝土主要应控制好拔导管的时间，同时，混凝土的塌落度应保证在 18～20 cm。灌注深度应保证将导管埋入 1.5～2 m 范围内，必须连续灌注到规定的桩长。

⑤ 钻芯、抽泥浆。灌注水下混凝土 7 h 以后，开始下入 ϕ600 钻头将杯口混凝土中心部分钻出。要注意钻孔中心基本准确，钻孔深度不得超过定位器基面。钻芯完成后，用深井泵将套管内泥浆抽出。

⑥ 凿杯口混凝土。使用专用三角架、绞磨将人运到 16.5 m 深的孔底开始凿除杯口混凝土，要求保护好注浆管，按规定标高完成。

⑦ 注浆。采用高压注浆泵将搅拌好的浆液通过注浆管向桩底注入，主要解决灌注桩桩底浮碴不密实问题，使其空隙用浆液填充以满足沉降量在 2 cm 以内的要求。

⑧ 安装定位器。将预加工好的定位器，用膨胀螺栓安装在规定的混凝土基面上，定位器安装的质量是中桩施工的关键，因此，要求定位器除按规定高程及中心固定外，还应注意定位器必须与基面牢固固定，基面不得存泥水，定位器底部应砂浆饱满。

⑨ 下钢管柱。吊装钢管柱前应先检查钢管柱型号是否对应，基面是否存有杂物。钢管柱下到孔底后，经过复测高程合格后才算完成。

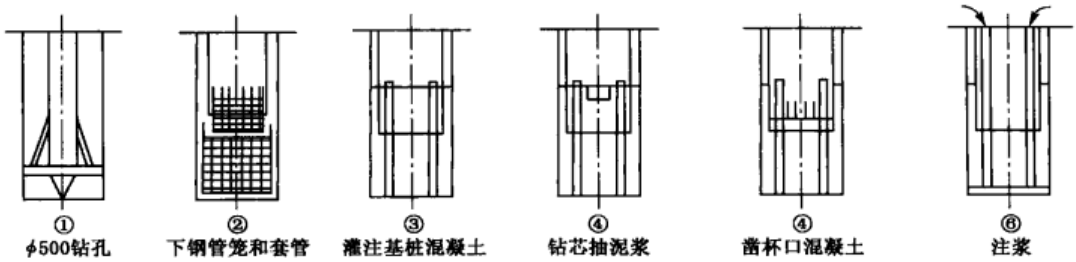
⑩ 上口固定。将钢管柱按测定的中心定位、固定牢固。

⑪ 浇筑杯口混凝土。用专用导管沿套管和钢管柱之间插入到孔底灌注混凝土。深度控制在 1.5 m。

⑫ 灌注钢管柱混凝土。灌注前应先检查一下钢管柱固定是否牢固，孔内不得有泥水或杂物。灌注必须一次完成。

⑬ 钢套管回收灌砂。此工序先采用竖向顶升的办法，即用油压千斤顶沿垂直方向向上顶进，当顶力小于 10 t 时，即可改用倒链或吊车拔管，在拔管的同时，随拔随向套管内灌砂。

中柱采用钢管柱施工工艺流程图见图 6-16。



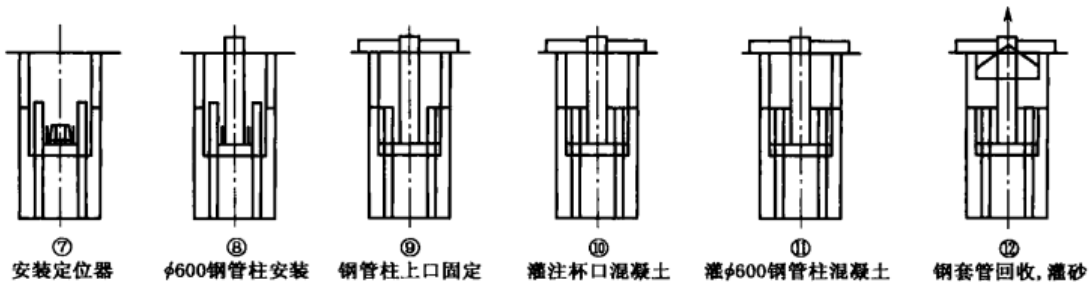
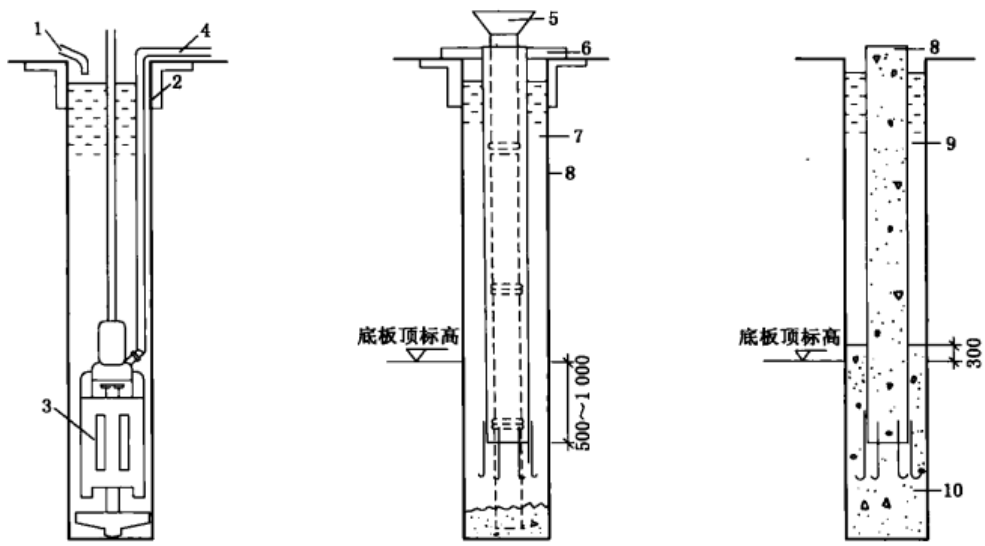


图 6-16　钢管柱施工工艺流程图

在泥浆护壁下用反循环或正循环潜水电钻钻孔时(图 6-17)，顶部要放护筒。钻孔后吊放钢管，钢管的位置要十分准确，否则，与上部柱子不在同一垂线上对受力不利，因此，钢管吊放后要用定位装置调整其位置。钢管的壁厚按其承受的荷载计算确定。利用导管浇筑混凝土，钢管的内径要比导管接头处的直径大 50～100 mm。而用钢管内的导管浇筑混凝土时，超压力不可能将混凝土压上很高，所以，钢管底端埋入混凝土不可能很深，一般为 1 m 左右。为使钢管下部与现浇混凝土柱能较好的结合，可在钢管下端加焊竖向分布的钢筋。混凝土柱的顶端一般高出底板面 30 mm 左右，高出部分在浇筑底板时将其凿除，以保证底板与中间支承柱连成一体。混凝土浇筑完毕吊出导管。由于钢管外面不浇筑混凝土，钻孔上段中的泥浆需进行固化处理，以便在清除开挖的土方时，防止泥浆到处流淌，恶化施工环境。泥浆的固化处理方法是在泥浆中掺入水泥形成自凝泥浆，使其自凝固化。水泥掺量约 10%，可直接投入钻孔内，用空气压缩机通过软管进行压缩空气吹拌，使水泥与泥浆很好地拌合。



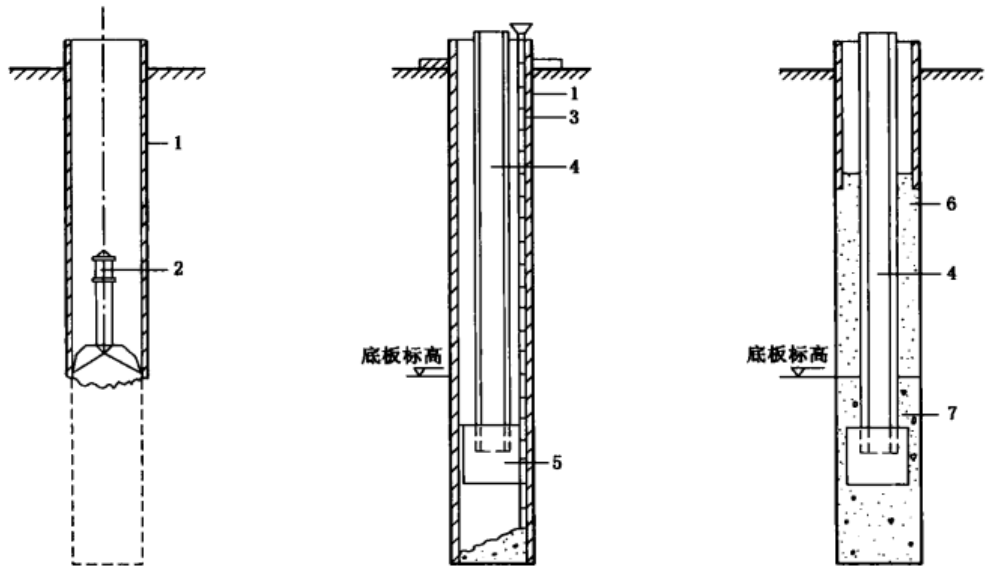
(a) 泥浆反循环钻孔　　(b) 吊放钢管、浇筑混凝土　　(c) 形成自凝泥浆

1—补浆管；2—护筒；3—潜水电钻；4—排浆管；5—混凝土导管；
6—定位装置；7—泥浆；8—钢管；9—自凝泥浆；10—混凝土桩

图 6-17　泥浆护壁用反循环钻孔灌注桩施工方法浇筑中间支承柱

3）中柱采用套管式灌注桩

中间支承柱可用套管式灌注桩成孔方法(图 6-18)，它是边下套管、边用抓斗挖孔。由于有钢套管护壁，可用串筒浇筑混凝土，也可用导管浇筑，要边浇筑混凝土边上拔钢套管。支承柱上部用 H 型钢或钢管，下部浇筑成扩大的桩头。混凝土柱浇至底板标高处，套管与 H 型钢间的空隙用砂或土填满，以增加上部钢柱的稳定性。中间支承柱亦有用挖孔桩施工方法进行施工的。



(a) 成孔　(b) 吊放 H 型钢、浇筑混凝土　(c) 抽套管、填砂

1—套管；2—抓斗；3—混凝土导管；4—H 型钢；5—扩大的桩头；6—填砂；7—混凝土柱

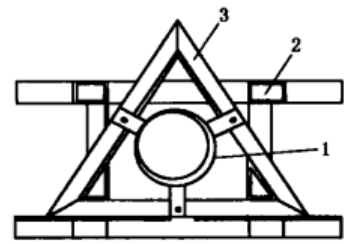
图 6-18　中间支承柱用大直径套管式灌注桩施工

有时中间支承柱用预制打入桩(多数为钢管桩)，则要求打入桩的位置十分准确，以便处于地下结构柱、墙的位置，且要便于横向结构的连接。

4）支柱桩正确定位

逆作法施工时，支承垂直力的是由工程桩接高的型钢支柱，将来在立柱外再包裹混凝土作正式地下室柱，所以，其轴线位置与垂直度必须正确，要求偏差在 20 mm 以内，否则，会影响正式工程柱子位置的正确性，在施工工程桩时，就要特别注意提高精度，立柱要按下部工程桩的种类，设计专用定位器与采取定位措施，如钻孔灌注桩要适当扩大钻孔，钢筋笼固定立柱要全方位测量垂直定位下放，再用支架临时固定后浇灌混凝土。如果是大口径钢管桩，可以在孔内埋设导向定位锚板，测量控制垂直度，再用支架临时固定后浇灌锚固混凝土。

在逆作法施工时，立柱承受的荷载通过下部的工程桩传入地基上，立柱外再包混凝土作主体结构柱，所以，其轴线位置与垂直度必须正确。通常，立柱轴线偏差 20 mm，垂直度应小于 1/300，否则将影响结构柱位置的准确性。图 6-19 为安装钢管立柱时的定位器。



1—钢管立柱；2—井字架；3—三角架

图 6-19　钢管立柱定位器

4. 沉降差控制

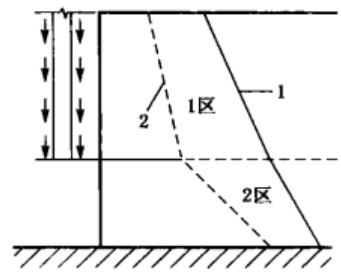
1）基坑开挖对立柱桩竖向位移的影响

逆作法施工期间，基坑开挖土体应力释放，坑内土体回弹，带动立柱桩上移；地下室及上部结构施工后，桩身承担的向下荷载增加。整个过程中，桩身所承受的荷载包括桩身自重、上部外荷载、正摩阻力、负摩阻力、桩端阻力，这些力共同作用的结果，使桩发生沉降与抬升的变形。

上述变形过程是一个复杂的受力过程，为分析方便，可将桩身受力分成两部分，即不考虑桩身自重及上部外荷载的作用与只考虑桩身自重及上部外荷载的作用，然后运用叠加原理求得基坑开挖对立柱桩竖向位移的影响结果。

不考虑桩身自重及上部外荷载的作用，此时桩好像“浮”在土中。基坑开挖后，坑底应力释放，坑内土体回弹，带动立柱桩上移，桩身上部承受向上的正摩阻力作用，桩被抬升；桩身下部土体阻止桩的上移，对桩产生向下的负摩阻力，正、负摩阻力最终达到平衡。桩在正、负摩阻力的作用下，产生弹性伸长。

下部土体对桩产生向下的负摩阻力，由反作用力，桩对下部土体有向上的作用力，致使桩周与桩端土体垂直应力减小，导致桩端土体应力释放，产生隆胀，桩也随之上升。图 6-20 为桩周及桩端土应力减小状况的示意图，其中，1 区为桩周土体应力减小，2 区为桩端土体应力减小。



1—初始应力；
2—减小后的土体应力

图 6-20　负摩阻力引起土体应力减小

从上述分析可看出，基坑开挖应力释放引起桩的上移是由桩身弹性伸长及桩端土体隆胀两部分组成。桩端土体受力状态与基坑坑底处应力释放导致坑底回弹相类似，因此，桩随桩端土体隆胀的上升量，可采用关于坑底隆起回弹计算公式，桩身弹性伸长则可由应力-应变关系求得。

逆作法是先施工地下室楼板与上部结构，后施工基础大底板，所以，工程桩在施工前期部分受力部分不受力，因此，每根立柱桩会有沉降产生，如果每根立柱之间或立柱与地下墙之间有较大的沉降差，已浇筑的楼板与梁系就会产生裂缝，危及正式结构的安全。以往的逆作法施工之所以不能从试验研究推广到大型工程，主要难点就是变形控制无法把握。在施工期间要注意观察中间支承柱的沉降和升抬的数值。由于上部结构的不断加荷，会引起中间支承柱的沉降；而基础土方的开挖，其卸载作用又会引起坑底土体的回弹，使中间支承柱升抬。要求事先精确地计算确定中间支承柱最终是沉降还是升抬以及沉降或升抬的数值，目前，还有一定的困难。现在随着计算机技术的发展，变形控制能够把握，在一些成功的工程中，采取的措施主要有两条：

① 设定工况并计算沉降。逆作法施工顺序是事先设定的，在挖土各个阶段，立柱与地下连续墙受力可以正确计算，按荷载与地基土和地质指标进行沉降估算。每根立柱与地下墙相邻沉降计算差值应当满足结构设计要求，其沉降差一般按结构允许可以定为 10～20 mm，如上海恒积大厦工程沉降差≤20 mm、上海明天广场工程沉降差≤10 mm。

② 施工动态控制。用岩土力学中的计算方法与实际相差很大，因此，保证结构安全是信息化施工的重要任务。对地下墙、立柱桩、垂直与水平变形、地下水位、挖土工况条件等要全面进行监测，根据实测结果，再按实际工况来反算土体力学参数，修正下一步工况

计算，当出现相邻柱间沉降差超过报警值，可以采取停止上部结构施工、局部放慢或加速挖土、个别地方可采取注浆和加固等措施，这些措施在很多工程中都实施过，实践证明，动态控制可以保证沉降差在一定范围之内的要求。

只考虑桩身自重及上部外荷载作用下产生沉降的理论已比较成熟，容易求得桩位移计算结果。

运用叠加原理可以得到，在逆作法施工期间，基坑开挖应力释放与桩身自重及上部外荷载共同作用时立柱桩竖向位移是由桩身弹性伸长、桩端土体隆胀及在竖向向下荷载作用下桩的位移三部分组成的。当向下所施加的荷载大于释放应力对桩的抬升作用时，桩则表现为沉降；否则，桩将被抬升。

2）立柱桩沉降差异控制

立柱桩在上部荷载及基坑开挖土体应力释放的作用下，发生沉降与抬升，同时，立柱桩承载的不均匀，增加了立柱桩间及立柱桩与地下墙之间产生较大沉降差的可能，若差异沉降过大，将影响结构安全。立柱桩之间及立柱桩与地下墙之间的差异沉降不宜大于20 mm，且不宜大于1/400柱距。因此，控制整个结构的不均匀沉降是逆作法施工的关键技术之一。目前，事先精确计算立柱桩在底板封底前的沉降抬升量还有一定困难，完全消除沉降差也是不可能的，但可以通过采取措施，减小沉降差。

桩土界面的摩阻力会直接影响立柱桩的抬升，因此，可通过降低桩上部摩阻力来减小基坑开挖对立柱桩抬升的影响。如在桩身表面涂布沥青或沥青质材料等，这样虽对桩的承载力有一定影响，但对减小相邻立柱桩的沉降差十分有效。

坑底隆起对立柱桩的抬升影响很大，减小坑底隆起，可以降低这种影响。因此，可采用的方法有：基坑内增设支撑，增加支撑刚度，及时预加压力；合理确定地下连续墙的刚度和入土深度；坑内外进行地基土加固等；另外，设计合理的桩径、桩型、桩长，也有利于减少坑底隆起。

按照施工工况对立柱桩及地下连续墙进行沉降估算，协调基坑开挖与在桩上施加荷载，使立柱与地下连续墙沉降差满足结构设计要求。

考虑增大立柱桩的承载力来减小沉降。如桩底注浆、增大桩径及桩长、选定高承载力的桩端持力层等。

可使立柱桩与地下连续墙处在相同的持力层上或增加边桩以代替地下连续墙承载。

使立柱之间及立柱与地下连续墙之间形成刚性较大的整体，共同协调不均匀变形。如在柱间及柱与地下连续墙之间增设临时剪刀撑或尽早完成永久墙体结构等。

加强对柱网及地下连续墙沉降观测，运用反分析法预测立柱桩可能发生的沉降，当出现相邻柱间沉降差超过要求时，立即采取措施，暂停上部结构继续施工，局部节点增加压重，局部加快或放慢挖土。

立柱（桩）是支持上部荷载作用的主要受力构件，具有结构承重、抑制基坑隆起的作用，施工时应严格按设计要求进行，保证其质量。

封闭式逆作法地上施工层数的确定主要取决于立柱和立柱桩，承载力大，地基强度高，底板封底前地上可施工层数增多。

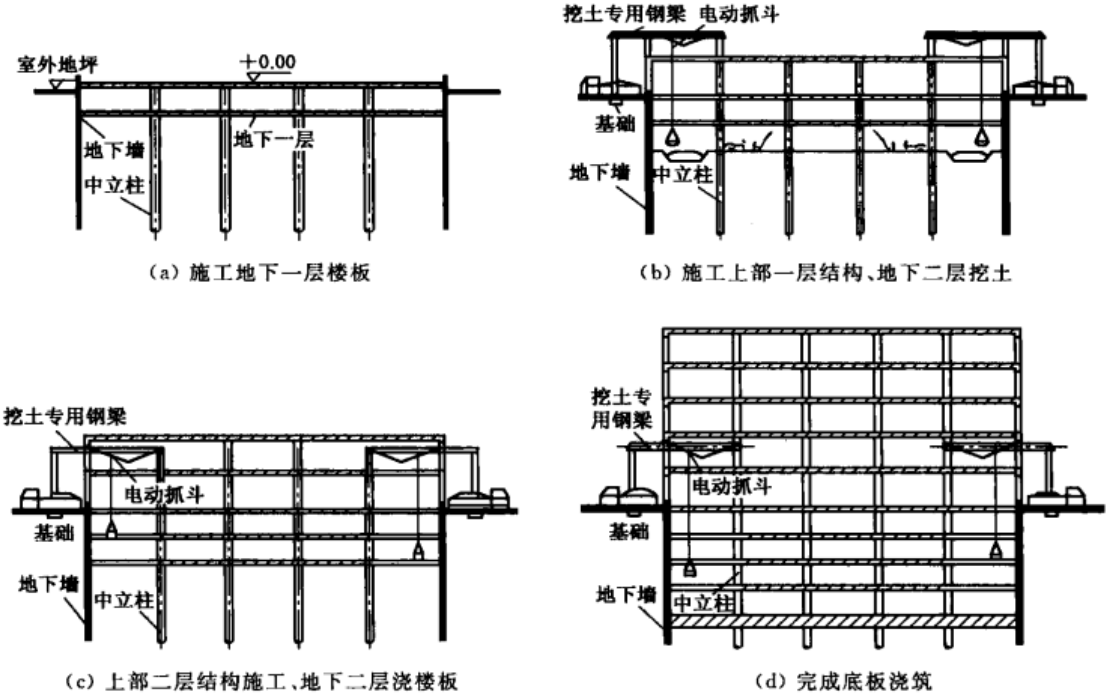
逆作法施工中，立柱之间及立柱与地下墙之间易产生沉降差，但通过采取施工措施，可减小沉降差。

5. 逆作法施工中的挖土技术

1）土方外运

挖土是逆作法施工的重要环节，有顶盖的地下室挖土难度较大，周期长，不仅是影响工期的关键因素，而且挖土是产生变形的主要原因，也是施工安全的关键。一般逆作法施工工程挖土均采用 0.4 m^3 和 0.15 m^3 小型挖土机与人工挖土相结合，地下水平运输采用人力拖车运输到出土孔下，出土吊运由专门设计的抓土行车完成，再由卡车运出工地。这种运土设备每个出土孔每晚可出土 300 m^3，这中间挖土工序必须预先设计作业图，由信息化施工统一控制挖土位置与速度，就可以极大地提高挖土效率。

逆作法施工土方外运应该从当地的实际条件出发，并不完全从逆作法理论上去安排±0.00 为分界线，而是根据工程特点、业主要求，以合理为原则，也有以地下室一层底作为向上下施工的分界线的，其施工的基本顺序的最大优点是第一层土方可以大开口挖土，施工效率较高。第一层地下室一般深度 4 m 左右，这时地下室外墙（地下连续墙）是悬臂受力，可以采取盆式挖土的方法，以保留墙边土体的方式达到控制土体变形与减少悬臂弯矩的目的，当地面楼板浇捣后，再对称挖除地下墙边斜坡土并及时浇筑垫层与第一层地下室底板，当形成二层楼板加外墙、中柱的箱形结构后，上部结构与地下室就可以同时向上下两个方向施工，因此时结构有了很大的刚度，比较容易控制变形，可以保证施工安全。土方开挖施工必须预先考虑。施工顺序各工况图解见图 6-21。



（a）施工地下一层楼板　（b）施工上部一层结构、地下二层挖土

（c）上部二层结构施工、地下二层浇楼板　（d）完成底板浇筑

图 6-21　土方外运图

2）垂直运输孔洞的留设

逆筑法施工是在顶部楼盖封闭条件下进行，在进行地下各层地下室结构施工时，需进行施工设备、土方、模板、钢筋、混凝土等的上下运输，所以，需预留几个上下贯通的垂直运输通道。为此，在设计时，就要在适当部位预留一些从地面顶层直通地下室底层的施工孔

洞。亦可利用楼梯间或无楼板处作为垂直运输孔洞。出土口的数量，主要取决于土方开挖量、工期和出土机械的台班产量。其计算公式如下：

$$n = K\frac{V}{T \cdot W}$$

式中 n——出土口数量；

K——其他材料、机械设备等通过出土口运输的备用系数，取 1.2～1.4；

V——土方开挖量，m^3；

T——挖土工期，d；

W——出土机械的台班产量，m^3/d。

垂直运输孔洞经计算决定，一般不少于两个。

3）坑内降水

深基坑施工在有地下水地区必须降水，挖土 10～20 d 时，必须先采取坑内降水，而逆作法施工更加重要，软土地基在降水后，土性指标会大大提高，不仅能提高人员与机具在地下施工时的安全与效率，而且也是地下室楼板支模之必须，所以挖土以前要安排足够的井点抽水。一般现有深井井点降水面积约 150 m^2/每根，逆作法施工用深井点，其位置要事先设计包括井深、滤管埋深及深井井点数量等约合 120 m^2/根。认真实施，不能与结构梁相交，以避免给结构施工带来麻烦。以深井降水实施要动态控制，水位要定时观测，应始终让水位控制在挖土面以下 1.5 m 左右。

4）地下通风、用电和照明措施

逆作法施工在土方开挖中一定要设地下通风、用电和照明措施。

通风、照明和用电安全是逆作法施工措施中重要的组成部分。这方面稍有不慎将会酿成事故，给工程施工带来严重影响，必须予以充分注意。

在浇筑地下室各层楼板时，按挖土行进路线应预先留设通风口。根据柱网轴线和实际送风量的要求，通风口间距控制在 8.5 m 左右。随着地下挖土工作面的推进，当露出通风口后即应及时安装大功率涡流风机，并启动风机向地下施工操作面送风，送清新空气向各送风口流入，经地下施工操作面再从两个取土孔中流出，形成空气流通循环，保证了施工作业面的安全。

地下施工动力、照明线路设置了专用的防水线路，并埋设在楼板、梁、柱等结构中，专用的防水电箱应设置在柱上，不得随意挪动。随着地下工作面的推进，自电箱至各电器设备的线路均需采用双层绝缘电线，并架空铺设在楼板底。施工完毕应及时收拢架空线，并切断电箱电源。在整个土方开挖施工过程中，各施工操作面上均需派专职安全巡视员监护各类安全措施和检查落实。

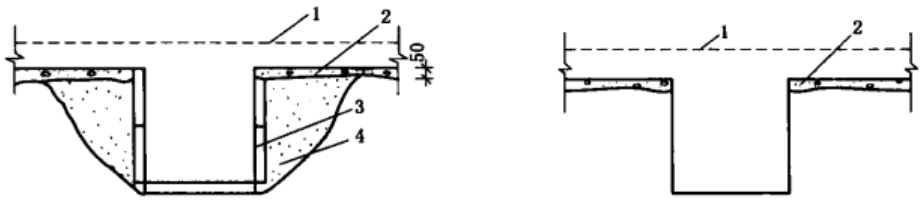
6. 地下室结构浇筑

由于逆作法施工，其地下室的结构节点形式与常规施工法就有着较大的区别。根据逆作法的施工特点，地下室结构不论是哪种结构型式都是由上而下分层浇筑的。地下室结构的浇筑方法有两种。

1）利用土模浇筑梁板

对于地面梁板或地下各层梁板，挖至其设计标高后，将土面整平夯实，浇筑一层厚约 50 mm 的素混凝土（土质好抹一层砂浆亦可），然后刷一层隔离层，即成楼板模板。对于梁

模板，如土质好可用土胎模，按梁断面挖出槽穴（图 6-22(b)）即可，如土质较差可用模板搭设梁模板（图 6-22(a)）。



(a) 梁模用土胎模　　(b) 用钢模板组成梁模

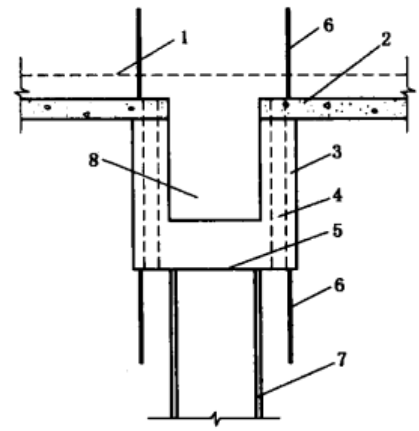
1—楼板面；2—素混凝主层与隔离层；3—钢模板；4—填土

图 6-22　逆筑法施工时的梁、板模板

至于柱头模板如图 6-23 所示，施工时先把柱头处的土挖出至梁底以下 500 mm 左右处，设置柱子的施工缝模板，为使下部柱子易于浇筑，该模板宜呈斜面安装，柱子钢筋通穿模板向下伸出接头长度，在施工缝模板上面组立柱头模板与梁板相连接。如土质好柱头可用土胎模，否则就用模板搭设。下部柱子挖出后搭设模板进行浇筑。

施工缝处的浇筑方法，国内外常用的方法有三种，即直接法、充填法和注浆法。

直接法（图 6-24(a)）即在施工缝下部继续浇筑混凝土时，仍然浇筑相同的混凝土，有时添加一些铝粉以减少收缩。为浇筑密实可做出一假牛腿，混凝土硬化后可凿去。

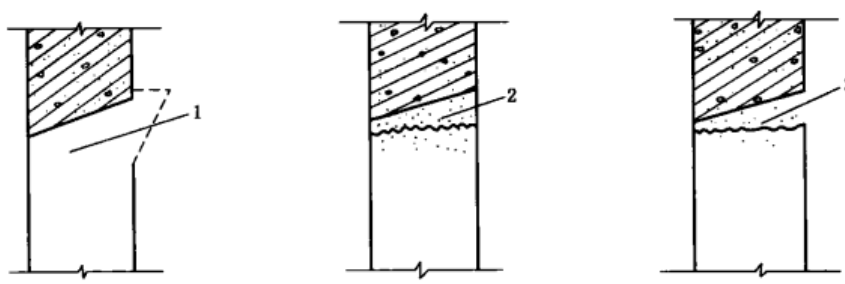


1—楼板面；2—素混凝土层与隔离层；3—柱头模板；4—预留浇筑孔；5—施工缝；6—柱筋；7—H 型钢；8—梁

图 6-23　柱头模板与施工缝

充填法（图 6-24(b)）即在施工缝处留出充填接缝，待混凝土面处理后，在接缝处充填膨胀混凝土或无浮浆混凝土。

注浆法（图 6-24(c)）即在施工缝处留出缝隙，待后浇混凝土硬化后用压力压入水泥浆充填。



(a) 直接法　　(b) 充填法　　(c) 注浆法

1—浇筑混凝土；2—充填无浮浆混凝土；3—压入水泥浆

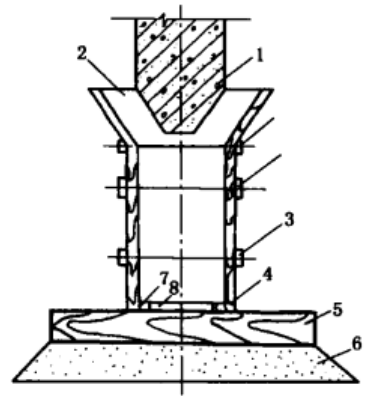
图 6-24　上下混凝土连接

在上述三种方法中，直接法施工最简单，成本亦最低。施工时可对接缝处混凝土进行两次振捣，以进一步排除混凝土中的气泡，确保混凝土密实和减少收缩。

2）利用支模方式浇筑梁板

用此法施工时，先挖去地下结构一层高的土层，然后按常规方法搭设梁板模板，浇筑梁板混凝土，再向下延伸竖向结构（柱或墙板）。为此，需解决两个问题，一个是设法减少梁板支撑的沉降和结构的变形；另一个是解决竖向构件的上、下连接和混凝土浇筑。

为了减少楼板支撑的沉降和结构变形，施工时需对土层采取措施进行临时加固。加固的方法：可以浇筑一层素混凝土，以提高土层的承载能力和减少沉降，待墙、梁浇筑完毕，开挖下层土方时随土一同挖去，这就要额外耗费一些混凝土；另一种加固方法是铺设砂垫层，上铺枕木以扩大支承面积（图 6-25），这样上层柱子或墙板的钢筋可插入砂垫层，以便与下层后浇筑结构的钢筋连接。有时还可用其吊模板的措施来解决模板的支撑问题。



1—上层墙；2—浇筑入仓口；3—螺栓；4—模板；5—枕木；6—砂垫层；7—插筋用木条；8—钢模板

图 6-25 墙板浇筑时的模板

逆作法施工时混凝土的浇筑方法。由于混凝土是从顶部的侧面入仓，为便于浇筑和保证连接处的密实性，除对竖向钢筋间距适当调整外，构件顶部的模板需做成喇叭形。

因上、下层构件的结合面在上层构件的底部，再加上地面土的沉降和刚浇筑混凝土的收缩，在结合面处易出现缝隙。所以，宜在结合面处的模板上预留若干压浆孔，以便用压力灌浆消除缝隙，保证构件连接处的密实性。

3）墙梁、柱梁的节点施工

先在中柱桩预留的钢圈上与地下连续墙上预留的埋件上分别焊上钢板，并在钢板上再焊上钢筋，然后绑扎梁的钢筋，浇捣混凝土，待基础大底板完成后，再浇筑外包复合柱和梁墙的混凝土（见图 6-26）。

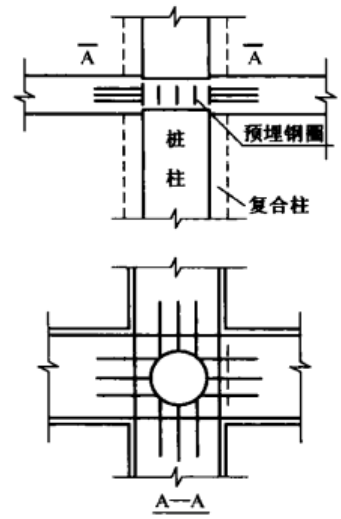
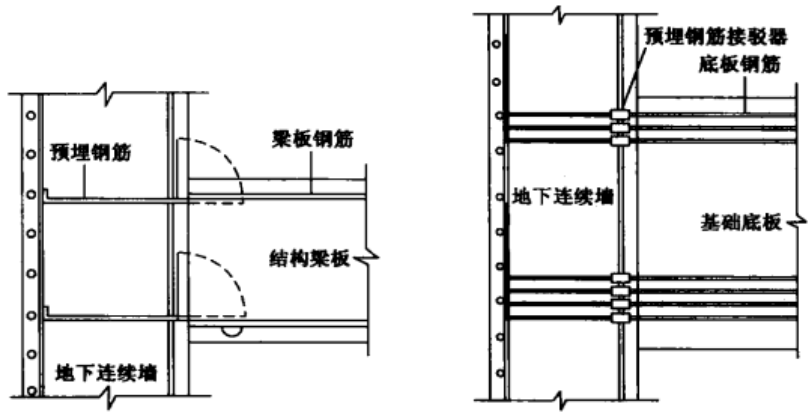


图 6-26 梁与复合柱连接

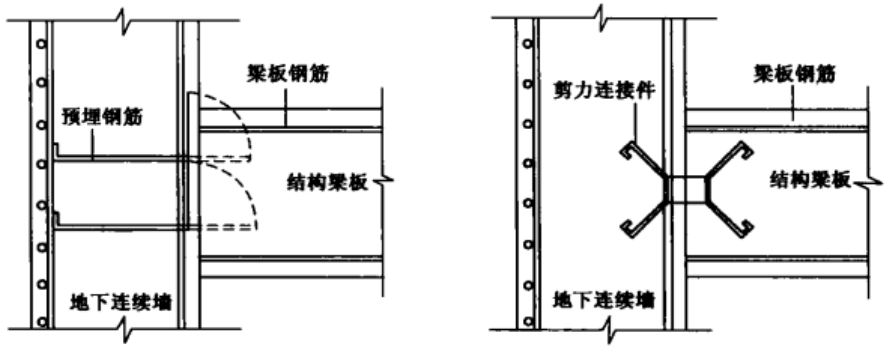
复合柱、墙与梁的节点是当模板垫层完成后，先按施工图定出柱、墙的竖向主筋位置。然后将主筋穿透垫层再按设计的搭接倍数长度插入土中，地下连续墙与地下结构的楼层梁连接当采用刚性接头连接时，见图 6-27。采用铰接接头连接时，见图 6-28。

从这些节点构造与施工顺序中可见，一般横向构件先浇筑完成，竖向构件再分两次完成，因此，施工中预埋件位置必须正确完好，后续焊接必须牢靠。后浇混凝土要采取可靠措施，做到密实无收缩裂缝，这些都是逆作法在地下结构施工中必须要采取的技术措施。



(a) 预埋钢筋连接　　(b) 钢筋接驳器连接

图 6-27　刚性接头连接构造简图

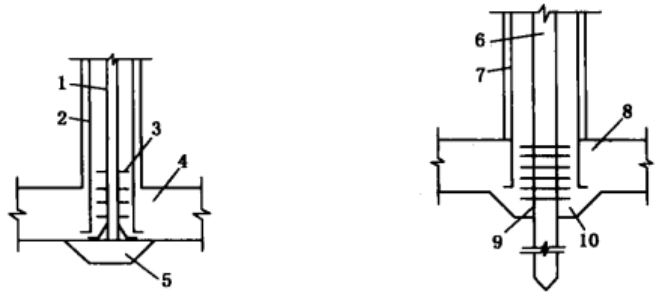


(a) 预埋钢筋连接　　(b) 剪力连接件

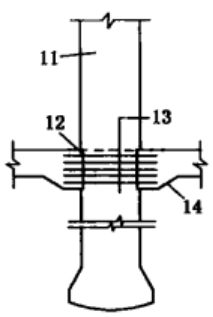
图 6-28　铰接接头连接构造简图

4) 柱桩与底板连接

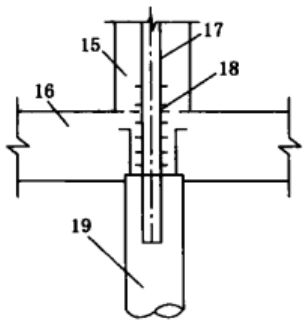
逆作法的基础底板，在逆作期间须对基坑的围护桩(墙)起水平支撑作用，当地下室有不同的底板标高时，应加强底板的整体水平刚度。并使底板与地下室柱子之间连接成整体。当底板为筏形基础时，应使柱子的轴力传给筏板如图 6-29(a)和图 6-29(b)所示；当地下室基础为一柱一桩式基础时，底板应起拉结和围护作用，如图 6-29(c)所示；当地下室基础为群桩基础时，宜在与底板相交的钢管外围焊接钢板传力环如图 6-29(d)所示。



(a) 立柱与筏板之间的连接　　(b) 打入小桩立柱与筏板间的连接



(c) 大直径桩与底板间的连接



(d) 钢管混凝土立柱与底板及灌注桩间的连接

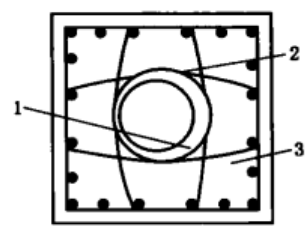
1—钢管立柱；2—柱主筋；3—立柱焊传力环；4—筏板；5—临时基础；6—打入小桩；7—柱主筋；8—筏板；9—桩身打毛；10—底板局部加厚；11—挖孔桩；12—桩身打毛；13—桩中预埋拉结筋；14—底板局部加厚；15—外包混凝土；16—底板；17—钢管混凝土立柱；18—传力环；19—灌注桩

图 6-29 基础底板与柱、桩的连接

5）其他

当地面建筑为钢结构时，地下部分宜采用钢筋混凝土或劲性钢筋混凝土结构。若地下室内部采用钢柱和钢梁，可利用钢柱作为临时立柱，利用钢梁作水平支撑，钢柱与钢梁间的节点构造与上部钢结构相同，并做好钢柱与底板之间的连接。

若在地下施工期还要进行地上建筑部分层数的施工，临时立柱宜用钢管混凝土柱，地上建筑底部几层的柱子宜用以钢管混凝土为核心的叠合柱，如图 6-30 所示。



1—钢管；
2—箍筋与钢管焊接；
3—外包混凝土

图 6-30 钢管混凝土叠合柱

当地上建筑设变形缝时，地下建筑宜不设变形缝。对于超长的外露构件，应适量增设抵抗温度应力的构造钢筋或设置间隔时间较短的后浇带。对于地下室必须设置沉降缝的基坑，应在沉降缝处的水平支撑传力节点处设置传力构造装置。

7. 逆作法施工中改进与完善的几项技术

1）成孔桩及钻孔桩的改进

当中桩施工完成之后，如发现套管垂直度偏差较大，有不能安装钢管柱的情况。其主要原因是基桩按国家规范规定垂直度允许偏差是 1/100，而设计要求钢管柱安装垂直度允许偏差是 1/600。由于精度不一样，给钢管柱安装带来困难。施工时要组织有关单位研究控制钻孔偏差的措施，根据不同的打孔设备制定相应的防斜措施。例如，对于旋挖钻成孔方式钻孔的改进措施是钻机对中后，检查机台是否水平，钻杆是否垂直；干孔钻孔完成后，测量成孔垂直情况，发现孔斜超标立即纠偏；钻进时少钻、勤提，避免钻机机台下沉。对于泵吸反循环钻孔方式改进措施是设备安装时保证转盘水平。遇卵石层控制钻速钻石。同时下完钢筋笼及套管后加强对套管检测，使其垂直定位。

由于采取了以上一些纠偏措施及时控制了中桩的垂直度偏差，使钢管柱安装顺利完成。

2）钢筋笼施工的改进

根据设计要求，中桩下部如是在 ϕ1 500 基桩混凝土中设置钢筋笼，直径应小于130 mm，与 ϕ1 200 钢套筒焊接共同入孔，为确保中桩上部钢管柱安装垂直度满足设计要求，应该将基桩钢筋笼的直径缩小到 ϕ1 272，以利在成孔中钢套管垂直度的调整。

3）定位器安装的改进

原中桩底部定位器一般是由工字钢制成，重量较大，操作安装较困难，目前经改进用钢板代替工字钢，既节约了钢材也方便了施工。见图6-31。

钢管混凝土柱可调定位底座见图 6-32，它必须满足制作简单、安装方便、安装精度能满足钢管安装时要求的平整度和标高精度的要求，具有足够的强度承受施工荷载的作用。

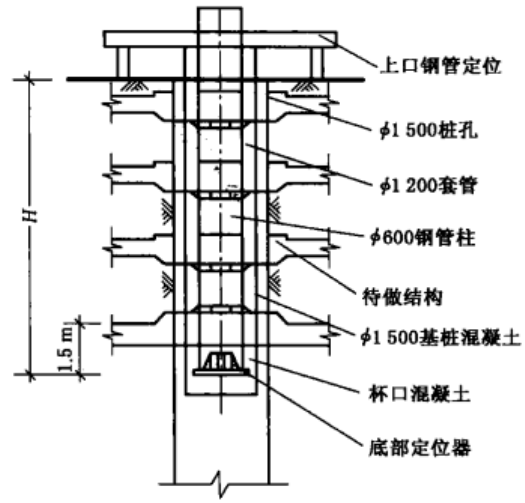
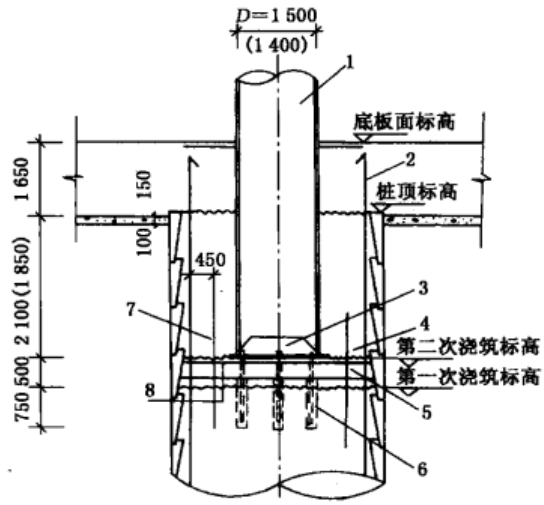


图 6-31　中桩施工定位器安装



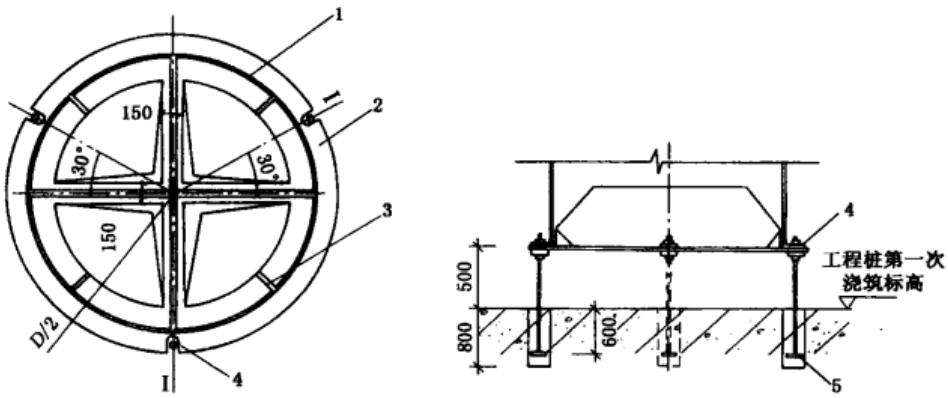
1—钢管；2—桩纵筋；3—十字加强肋板与圆形侧板焊接；4—钢管就位后浇筑 C35 混凝土；
5—安装钢管底座后浇筑 C40 混凝土；6—3ϕ40 预埋定位调节螺栓；
7—预埋插筋 ϕ28@400，L=2 000 mm；8—钢筋网 2 层 ϕ16@150×150

图 6-32　钢管管脚构造大样

为满足底座轴线定位和标高精度，且在桩孔内易于定位调整和控制的要求，可调定位底座的螺栓和底座设计见图 6-33 和图 6-34。

为满足底座安装时的强度、稳定性要求，采用 3ϕ40 螺栓与底座底板连接。

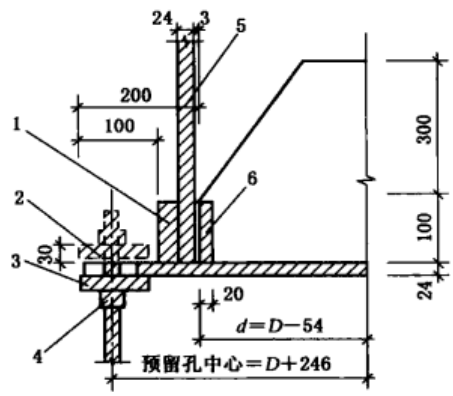
为方便底座的定位和加大底座的轴线定位可调整范围，底座与螺栓连接点设在底座板外边缘，且底座板开口做成 U 形，并加大开口深度和宽度至 100 mm×100 mm。



(a) 底座平面图　　(b) I—I 剖面图

1—柱底座圆形侧板，厚 24 mm；2—定位器底座 24 mm 厚钢板，在定位调节螺栓位置开 U 形口；
3—四件 20 mm×100 mm×100 mm 加强肋板；
4—钢管柱底座定位调节螺栓 3φ40(在桩芯内预留 3φ150、深 800 mm 的二次灌浆孔)；
5—3φ40 螺栓下 180 mm×100 mm 垫块

图 6-33　钢管可调定位底座示意图



1—钢管端部加强肋板；2—180 mm× 100 mm×30 mm 上垫板；
3—180 mm×100 mm×30 mm 下垫板；4—φ40 螺母；5—钢管管壁；
6—十字形导管位板

图 6-34　底座节点图

3φ40 螺栓顶部与底座连接上下均采用螺母加垫板。下螺母及垫板可调节底座水平标高，三点确定一个平面，保证底座平面的水平和标高控制，上螺母及垫板可固定底座，保证底座二次灌浆时其定位不变。

垫板规格为 180 mm×100 mm×30 mm，由于垫板中间开孔削弱了抗剪能力，为确保在未浇筑柱脚混凝土前有足够强度支承底座和安装时的施工荷载，上下垫板均应采用加厚的垫板。

底座采用 24 mm 厚 16Mn 钢板制作，为保证混凝土的施工质量，方便底座下混凝土浇筑，底座底面中间开孔。

底座钢管导位侧板采用制作容易、有利于安装就位作业的十字形导位板，对 100 mm 高圆形定位侧板另加 4 块三角形竖向加强肋板，以加强侧板刚度。

4）拔套管方法的改进

钢管柱安装过程是在套管的保护下完成的。当安装钢管柱的各工序完成后，垂直拔出套管。如果采用竖向提升摩阻力很大，拔管很困难，以后采取法兰加斜托板、保持套管外侧泥浆流动、外法兰包铁皮、拔管前用水冲管等措施，降低了套管摩阻力，可以收到较好的效果。

5）注浆工序的改进

根据设计要求，在开工前可作中桩荷载试验，通过试验决定在中桩基底注浆，以提高桩端承载力，但注浆管的安装位置及何时注浆经过实践才会有正确的认识。开始是将四根注浆管单根下到孔内，由于位置不易准确，钻芯工序对注浆管损坏严重，后改为将注浆管在钢筋笼内预先焊好，并封好顶端头，待凿除杯口混凝土时凿出管头再注浆就解决了注浆管被破坏问题，使每根中桩都能按计划注入 40 L 浆液。见图 6-35。经过实测桩的沉降量可以满足设计要求。

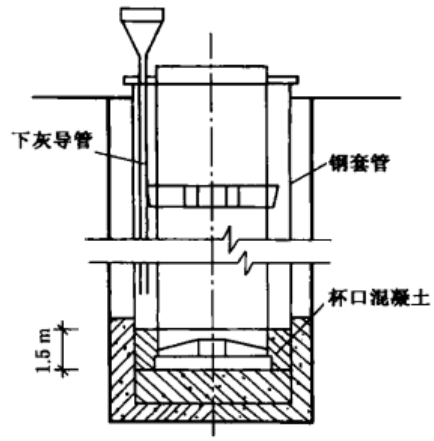


图 6-35　杯口混凝土灌注图

总之，推广逆作法施工有不少好的经验，需要及时总结和改进，使逆作法施工大有可为。

6.6　工程应用实例

逆作法施工全国已完成近 300 例，现举一个软土地区有代表性的逆作法施工实例（上海电讯大楼地下连续墙逆作法施工）。

1. 工程概况

上海电讯大楼是上海与国内外通信联系的主要枢纽，位于人民广场南面，紧靠交通干道延安东路。工程平面位置见图 6-36。

本工程由上海工业建筑设计院设计，上海市基础工程公司承担多层深埋地下室施工。该工程的主楼，地面以上有 24 层，建筑物总高为 130.6 m。地下室有三层，基础埋置在地面以下 −11.47 m。地下室的底板为1.5 m 厚的钢筋混凝土结构，坐落在断面 0.5 m×0.5 m、长度为 33 m、送入地下 10 m 的 386 根预制钢筋混凝土桩及 28 根钢管桩上。地质以亚黏土夹粉细砂为主。见表 6-3。

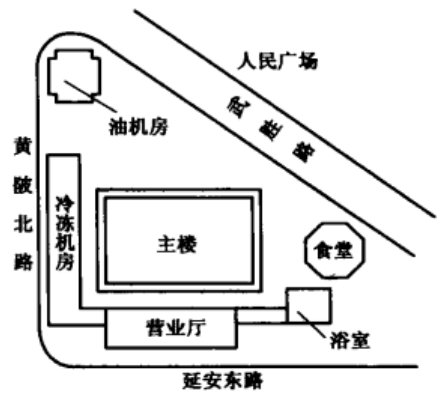


图 6-36　工程平面图

表 6-3　　土的分层及物理力学指标

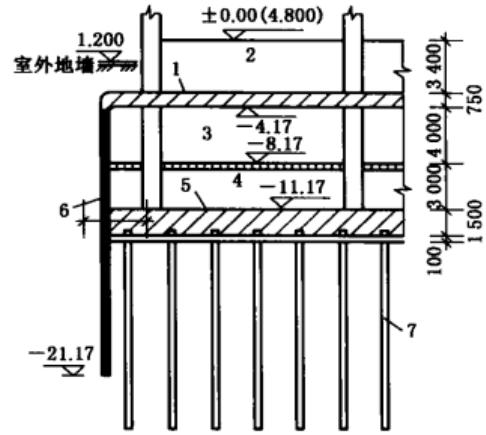
土层	土层名称	土层厚/m	物理力学指标										静力触探		$N_{63.5}$
			w/%	γ/(kN/m³)	e	w_L	I_P	I_L	φ/(°)	c/(N/cm²)	a_{1-2}/(cm²/N)	f_k/(kN/m²)	g_t	f_s	
1	填土	标高−4.17以上													
2	亚黏土	−4.17～−10.32						0.85	12.5	1.3	0.004 9	100			1～2
3	淤泥质亚黏土	厚5.2～6.9	44.6	17.5	1.72	36.6	15.1	>1	11.0	0.9	0.009 3	75	5.4	0.10	1
4	淤泥质黏土	7.3～9.6	50.1	16.9	1.46	44.0	20.1	>1	7.5	1.0	0.009 5	65	6.5	0.10	<1
5a	淤泥质轻亚黏土	2.7～4.8	33.9	18.3	0.99	29.1	10.1	>1	21.5	0.6	0.004 0	110	21.2	0.51	4～7
5b	淤泥质亚黏土夹亚砂土	1.7～14.0	32.0	18.1	1.02	30.1	11.2	0.86	19.0	0.6	0.004 5	100	21.2	0.51	3～4
5c	亚黏土	6.0～17.1	33.0	18.3	0.99	34.9	13.7	0.60	21.5	0.7	0.003 6	120	18.1	0.29	6～10
5d	黏土	5.4～12.2	32.8	18.2	1.03	40.0	17.8	0.32	11.5	1.9	0.003 6	120	18.1	0.29	9～10
6	亚黏土	0.65～1.5	21.9	20.0	0.65		12.0	0.77	22.5	2.2	0.002 0	220	29.4	0.58	
7	亚砂土	2.15～4.0	21.5	19.9	0.64	21.6	5.9		27.0	0.4	0.001 5	180	86.4	1.17	35～45
8	粉细砂	5.3～7.25	24.0	19.5	0.73			0.90			0.001 0	200	72.8	1.39	>50
9a	轻亚黏土	0.55～17.00	32.7	18.6	0.90	32.7	10.0	0.87	24.0	0.5	0.002 6	125			40～50
9b	亚黏土夹粉细砂	3.0～22.00	29.5	18.6	0.91	30.0	12.3		19.5	0.8	0.003 8	115			25～35
10	含砾中粗砂	8.25～1.55	20.7									280			43～50
11	粉细砂	未钻穿										200			>50

注：1. 室内±0.00相当于绝对标高4.800 m，地下室顶板面−3.400相当于绝对标高1.40 m。

2. 天然地面标高相当于绝对标高+2.800～+3.00 m。

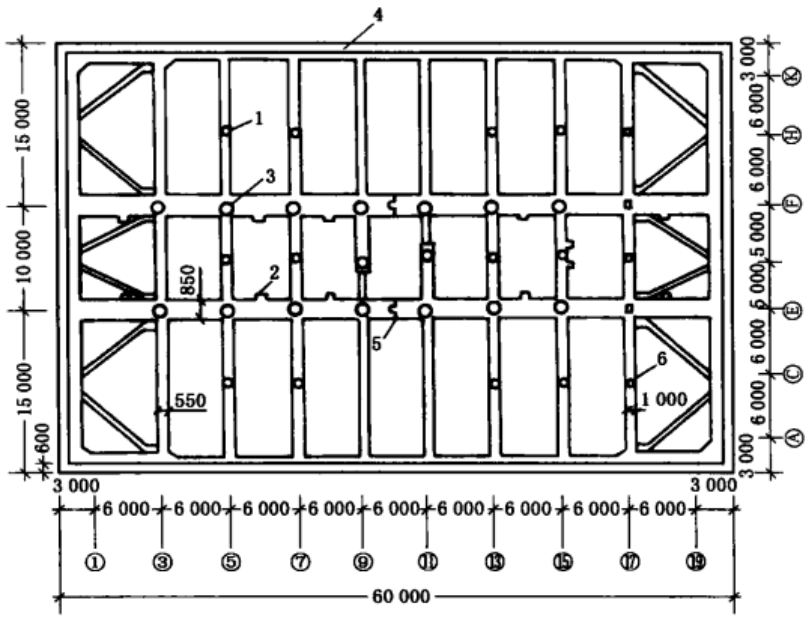
主楼全部荷载通过箱形基础传递到桩基上，见图 6-37。

地下室长 60 m、宽 40 m，深度在设计室内地坪以下 12.67 m。外墙采用地下连续墙结构，墙厚为 60 cm，墙深 17.5 m，周长为 200 m，划分 34 个槽段施工。地下连续墙槽段施工时采用钻抓法成槽工艺。地下连续墙顶面下设置两道刚度较大的圈梁，与地下室内的支撑板墙连接在一起；施工时形成具有足够刚度的水平框架支撑，通过横向八道（七道断面宽度 55 cm，一道断面宽度 1 m）、纵向两道（断面宽度 85 cm）、深 7 m（从顶板 −4.17 m 以下至底板）的支撑板墙把整个结构分成 27 个区格，见图 6-38。



1—顶板；2—技术层；3—机房层；4—结构层；5—底板；6—地下连续墙；7—桩基

图 6-37　地下室（箱形基础）剖面



1—ϕ400 钢管桩；2—边桩；3—ϕ600 钢管桩；4—地下连续墙；5—施工缝；6—方桩

图 6-38　地下室结构平面图

地下室框架支撑-圈梁与内隔墙均采用敞开式逆作法施工。从顶板底面开始由上向下分阶段开挖，并浇筑纵横支撑隔墙（包括圈梁）及底板，然后在底板上完成底层支撑结构及在区格内向上施工。施工顺序如图6-39。

2. 施工方案选择及施工设计

（1）施工方案选择。本工程主楼建筑不同于一般民用高层建筑，它的层高高、跨度大、楼面使用荷载也

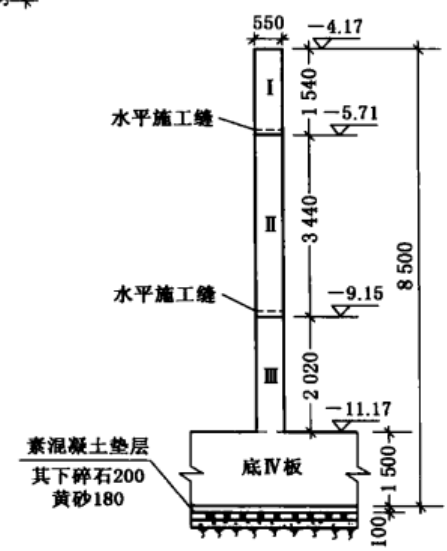


图 6-39　施工顺序图

大，特别是要在软弱土层中开挖这样深的基坑，施工难度较大。工程南侧紧临市内交通干道延安东路、不能因开挖基坑而影响车辆的正常行驶，也不能损坏路面下的各类管道而造成危害；西侧，黄陂路下面有大量给排水管、煤气管、电缆等，也不能因基坑的开挖引起地面沉降而变形破裂。为此，对主楼地下室的基坑施工方法曾进行过几种方案的比较。

放坡明挖。开挖范围很大，即使打设二级以上的射流型井点或用喷射井点降水，也不能保证邻近道路和地下管线不受影响。

钢板桩方案。需要大量 20 m 以上的锁口拉森钢板桩，需从国外引进，还需打设深层井点降水，钢板桩支撑复杂、工作量大，实施也很困难。

沉井方案。由于沉井的平面尺寸太大(长 60 m，宽 40 m)而高度只有 12 m，沉井的刚度很小，制作和下沉过程中都会出现沉井结构裂缝及四周土体的大量坍陷，引起路面变形危害地下管线安全。

通过分析以上三种方案均不可取。经设计、施工、建设等单位多次讨论，认为采用地下连续墙作为施工时的围护结构，并采用逆作法利用地下室内隔墙作水平支撑的基坑开挖施工方案，是比较恰当的。

采用地下连续墙的目的首先是满足主楼基础开挖的需要，随着基坑的挖深，其承受的侧向土压力将逐步增加。为了减少变形，保证墙体强度和刚度要求及施工的安全，采用逆作法施工内部结构。地下连续墙是主楼地下结构的外墙，起着截水和防渗的作用。人防结构建成后，还将承受由冲击波引起的特殊荷载。

(2) 施工设计。以地下连续墙作为围护结构及利用地下室内隔墙，作水平支撑的敞开式逆作法施工方案选定后，着重设计两条栈桥的承载能力；计算土方开挖；规划钢筋、模板吊装及混凝土运送机械、车辆运输等问题。

为了缩小栈桥的支承间距及不使横向水平支撑承受垂直荷载，马道架设除了利用结构本身的 ϕ600 钢管桩外，还在⑤，⑦，⑬，⑮轴墙的跨中设了 12 根 ϕ400 的钢管桩。使栈桥满足了施工荷载的要求。

栈桥以导梁(1.5 m×1.5 m)作受弯桁架，以钢制路基箱作桥面。其荷载经传递由桩基承受。安全可靠。

3. 施工情况

根据设计要求，地下连续墙的水平支撑框架(即地下室的内墙)按逆作法进行施工，分四个层次进行。

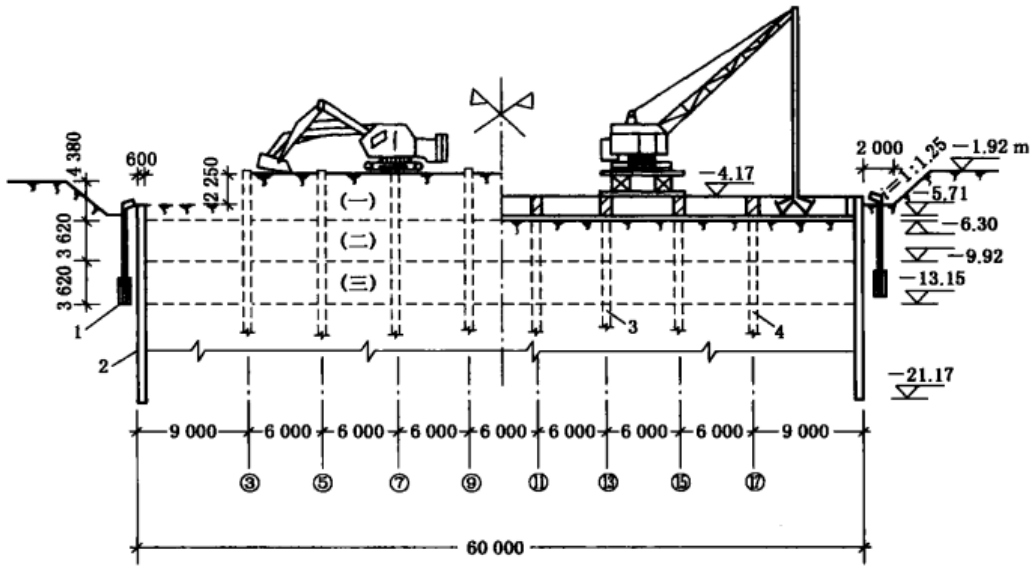
(1) 土方开挖。第一层开挖采用 1 m^3 斗容量的反铲挖土机。为防止桩基横向位移，必须对称挖土，由西向东出土，包括地下墙外侧斜坡土方。开挖深度为 4.38 m(即标高 −1.92～−6.30 m)，土方量 V_1=11 851 m^3。

第二层土方开挖深度为 3.62 m(标高 −6.30～−9.92 m)，V_2=8 122 m^3。

第三层土方开挖深度为 3.23 m(挖到底层标高 −13.15 m)，V_3=7 500 m^3。

第二层、第三层土方采用 W-1001 吊车在两条栈桥上，分格抓土并装入卡车外运。各层土方开挖见图 6-40。

(2) 井点降水。在连续墙外侧采用轻型井点降水 4 m。共打设 160 根井点管，井点间距为 1.2 m，井管全长 7 m，设置一台真空泵与四台射流泵抽水，效果良好。在基坑内部布置两套(共 76 根)线状分布的井点。通过墙内外的井点降水沿周围 200 m 地下墙起封闭



1—井点($L=7$ m)；2—地下连续墙；3—ϕ600(ϕ400 钢管桩)；4—500×500 钢筋混凝土方桩

图 6-40　土方开挖示意图

作用，第一层和第二层结构制作时，地基始终保持干燥状态。

(3) 道木及砂垫层铺设。为了减少钢筋混凝土板墙浇筑时，自重压力对地基产生的沉降，在每道板墙结构下各做 3.0 m 宽的砂垫层。第一层板墙高 1.54 m，砂垫层厚 30 cm，第二层板墙高 3.44 m，砂垫层厚 50 cm。见图 6-41。砂垫层铺设时用平板振动器分层洒水振实，其干重度均满足 $\gamma \geqslant 15.6\ \mathrm{kN/m^3}$ 的要求。

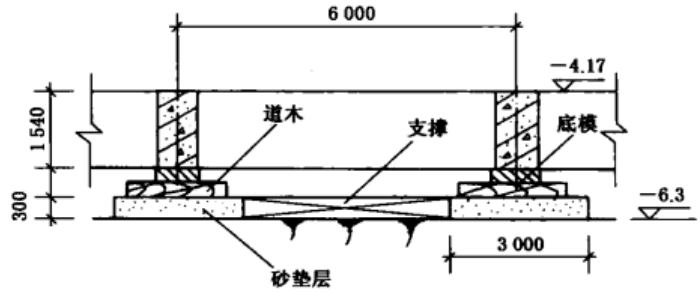
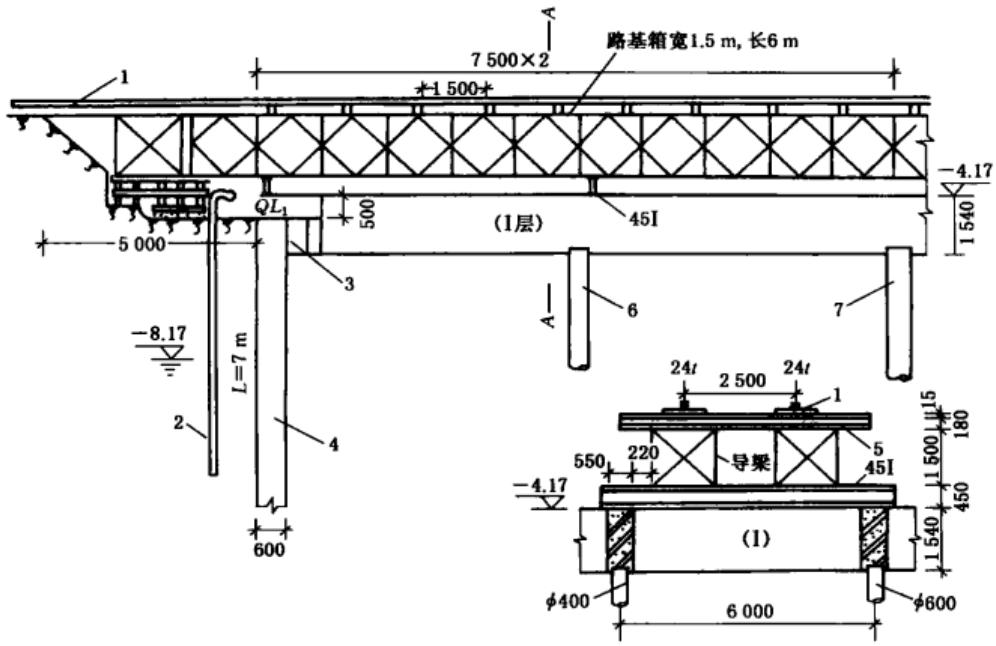


图 6-41　砂垫层、道木铺设示意图

(4) 施工栈桥架设。在第一层结构制作完毕并达到设计强度后，在⑤—⑦、⑬—⑮墙间架设了两条栈桥。每条栈桥长 56 m、宽 6 m，沿栈桥纵向铺设两条厚钢板带，宽 2 m，厚 15 mm，并隔一定距离焊防滑钢条，确保运输作业安全。见图 6-42。

(5) 混凝土施工技术措施。本工程采用商品混凝土，框架板墙及底板混凝土强度等级均为 C30。底板分东、西两大块浇筑，中间留一条宽 0.85 m、厚 1.5 m 的后浇带。其混凝土强度等级为 C35 并需掺加膨胀剂，使两条施工缝处，不产生收缩缝并防止渗水。混凝土入仓采取泵车布料；浇灌底板采取分层滚浆的施工方法。由于结构复杂、面积大、预埋件及门洞多，故整个结构设置了水平方向和竖直方向的施工缝。

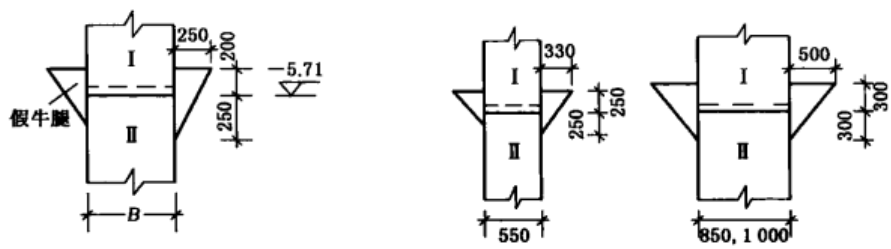
逆作法施工在结构制作中采取若干保证工程质量的技术措施：



1—钢板(δ=15 mm)；2—水位降低值；3—边柱；4—地下连续墙；5—路基箱；
6—ϕ400 mm 钢管桩(L=40.75 m)；7—ϕ600 mm 钢管桩

图 6-42 栈桥布置图

① 上、下层交接面处在其两侧的外模制作成喇叭口的斜模板，待混凝土浇筑达到设计强度后，再将斜口牛腿混凝土凿去，以保持墙面平整，接缝混凝土垂直可靠。三种喇叭口尺寸见图 6-43。



(a) −5.17 m 处西区牛腿　　(b) −5.17 m 处东区牛腿

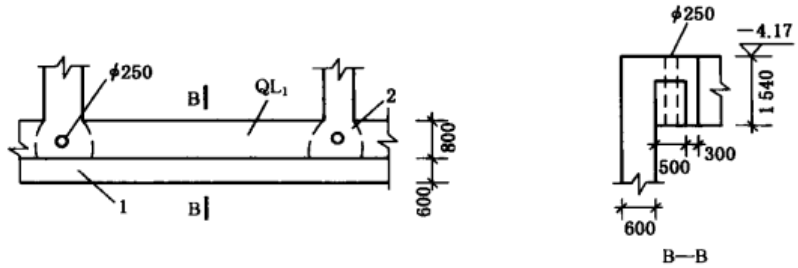
图 6-43 牛腿示意图

② 第二层结构(h=3.44 m)边柱混凝土浇捣与第一层交界处混凝土振捣密实，先在第一层边柱位置上预埋 ϕ250 铁管 41 根，在 QL_2 圈梁上边柱位置旁也预埋 ϕ250 铁管 24 根。见图 6-44。

③ 为了提高墙的整体性和抗剪强度，水平施工缝沿缝全长做成齿槽状，并将结合面凿毛，清洗干净。

④ 上层墙身底部立筋应伸出底面，插入砂垫层中，长度为 10 d 及 25 d，纵向也需相互错开，以利下层钢筋与上层钢筋焊接。在浇捣下层混凝土时，在侧模上每隔一定长度临时留孔，浇振完毕即可封闭。

⑤ 为了改善新旧混凝土的结合，在施工缝处采用了两台振捣混凝土的方法。既能振



1—地下连续墙；2—边柱

图 6-44　埋件示意图

捣密实，且强度略有提高(6%左右)。

⑥ 底板后浇带施工。根据二次振捣混凝土的经验，先进行接缝凿毛、清理及刷浆，然后分三层采取二次振捣混凝土方法浇捣并加强了养护，结果，没有出现混凝土收缩缝隙。

经上述混凝土施工技术措施的实践，不但解决了由于分阶段逆作而可能产生的各种问题，而且，由于接缝振捣密实，节省了大量的压浆费用。

4. 效果与评价

敞开式逆作法施工首次在本工程中应用，取得了一定的经验，与常规的支撑系统相比有以下突出的优点：

① 由于地下连续墙的支护作用，深基坑的挖土不影响邻近建筑物、地下设施、管道的安全，对解决城市密集建筑群中的施工特别有效。

② 地下室采用地下连续墙作围护结构并利用纵横隔墙，在土方开挖时期成为支撑框架，起到了永久性结构与临时性结构相结合的作用，既节约了投资，又减少了施工工序，加快了施工速度，缩短了总工期。

此施工方法存在一些不足之处：

① 由于地下连续墙纵横向的跨度大，刚度小，第一次开挖时地下连续墙为悬臂，是造成地下连续墙变形超过允许限度的主要原因。

② 逆作法施工，应该先封闭顶板，然后地上、地下结构双向同时施工，可以大大缩短施工期，提高经济效益。工程中仅做到地面以下单向逆作施工，未同上部结构施工交叉进行，今后还有待进一步试验提高。

7　网格式梁支护技术

7.1　网格式梁支护简述

网格式梁支护技术就是在毛石砌体挡墙或在板墙外侧采用现浇钢筋混凝土网格梁，并在梁节点处采用预应力锚杆，联合组成支护结构，对土体进行维护或加固，见图 7-1。

这类支护结构具有施工简单，工期短，加固效果显著，造价经济，环境又比较美观，所以深受工程界欢迎。它特别适用于挡土结构加固。目前网格梁的支护形式见图 7-2。

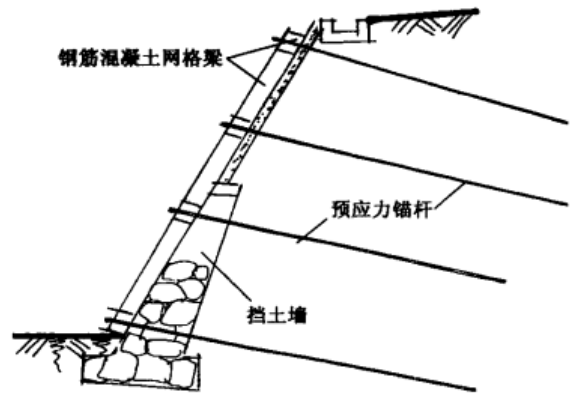
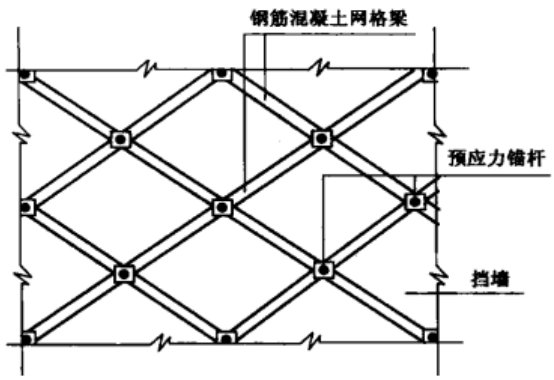
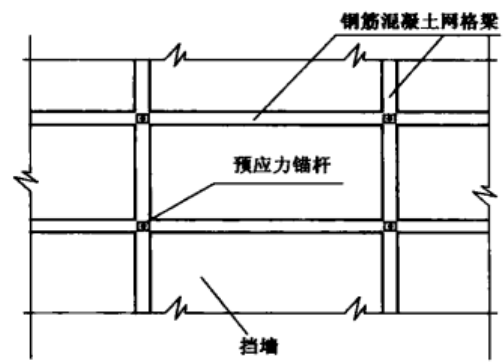


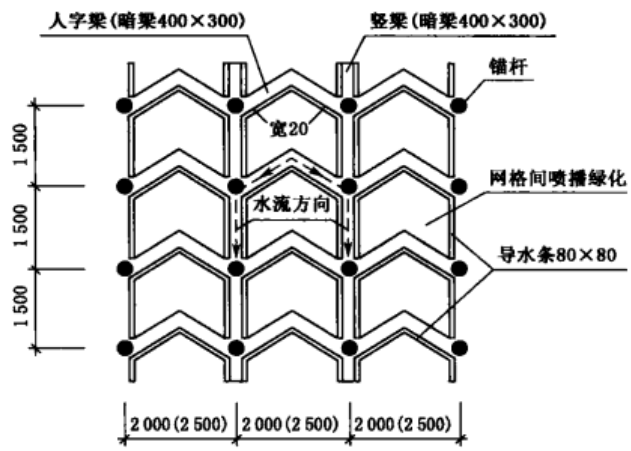
图 7-1　网格式梁支护图



(a) 斜形网格式



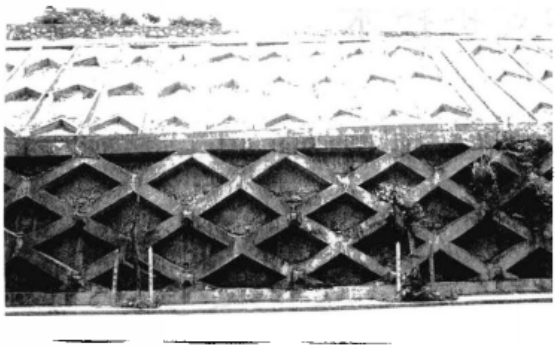
(b) 矩形网格式



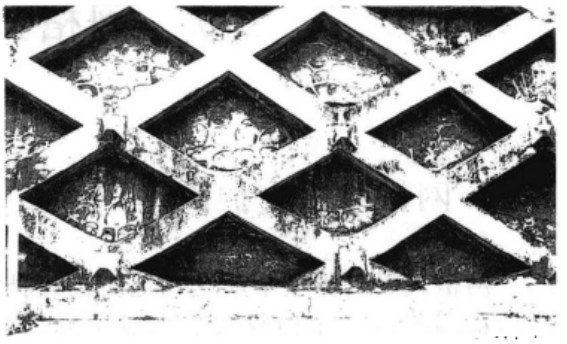
(c) 格构梁式

图 7-2　网格式梁支护型式图

现场支护实景照片见图 7-3。



(a) 高压线下支护实景图



(b) 斜形网格式支护实景图

图 7-3　深圳某工业区西侧网格式梁支护实景图

某三层住宅边是 1∶0.2,边坡高 12 m,住宅基础是毛石砌块,采用矩形网格支护,至今已有 5 年之久,效果良好,没有出现滑坡和建筑物沉降等情况(见图 7-4)。

某地格构梁式支护边坡见图 7-5。



图 7-4　住宅边缘矩形边坡支护实景图

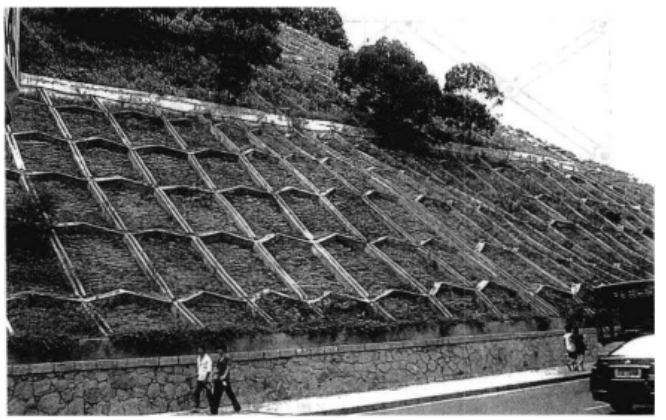


图 7-5　某地格构梁式边坡支护图

7.2　深圳某工业区西侧网格式梁支护

1. 工程概况

场地位于深圳某工业区西侧,边坡长约 116.50 m,坡高最高处为 18.08 m,属土质边坡,局部为岩质边坡。边坡未经治理,坡面裸露,雨水冲刷严重,边坡两侧已出现滑坡,边坡稳定性差,存在安全隐患,需进行综合治理。见支护平面图 7-6,立面图见图 7-7。

根据场地地质调查及钻孔揭露,边坡主要岩性土体分布如下:

(1) 第四系残积层(Q^{al})粉质黏土。褐红、褐黄色,可—硬塑,原岩结构尚可辨认,黏性一般,局部含强风化硬块,由粉砂岩风化残积而成。本层全场分布,该层厚度 2.00～2.80 m,平均厚度 2.35 m,层顶标高 120.00～124.00 m,平均标高 122.00 m。进行标贯试验 2 次,击数范围 27～32 击。

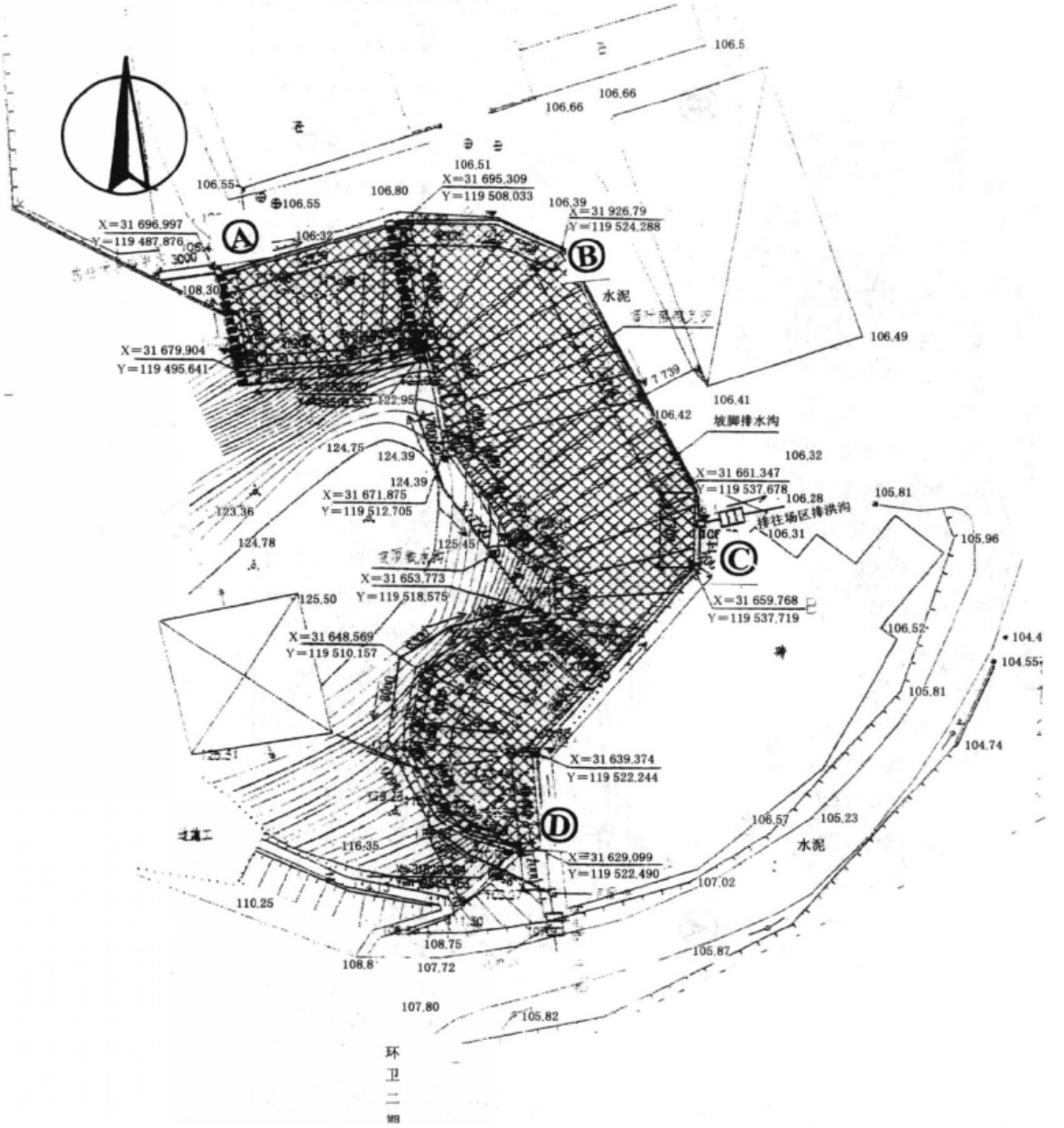


图 7-6 支护平面图

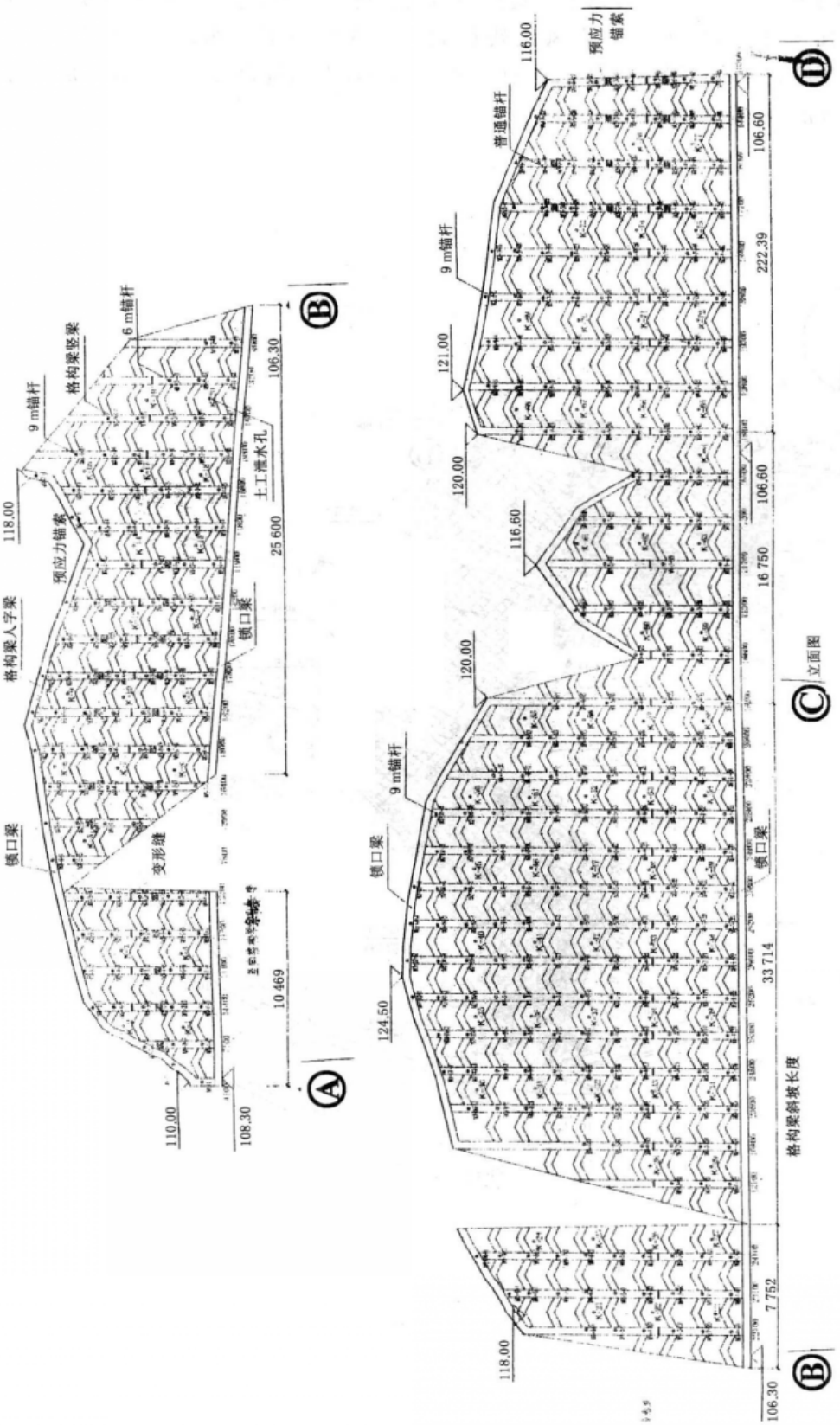

镇口梁
格构梁人字梁
9 m锚杆
预应力锚索
格构梁竖梁
6 m锚杆
118.00
106.30
土工滤水孔
25 600
镇口梁
变形缝
10 469
110.00
108.30
Ⓐ
Ⓑ
镇口梁
9 m锚杆
120.00
124.50
33 714
格构梁斜坡长度
镇口梁
116.60
16 750
106.60
9 m锚杆
121.00
120.00
普通锚杆
116.00
预应力锚索
222.39
106.60
Ⓒ立面图
Ⓓ
118.00
7 752
106.30
Ⓑ

图 7-7　支护立面图

(2) 侏罗系塘厦组粉砂岩(J1-2t)。2—1、强风化粉砂岩:黄褐、灰褐色,粉粒结构,中厚层状,裂隙极发育,岩芯呈土夹碎块状。本层全场分布,钻探揭露厚度 2.2～4.2 m,平均钻探揭露厚度为 3.1 m,层顶标高 117.7～121.7 m,平均标高 120.40 m。原位标准贯入试验两次,击数 53～57 击,平均锤击数 55.0 击。

2—2、中风化粉砂岩:黄褐、灰褐色,粉粒结构。中厚层状,裂隙极发育,岩芯呈短柱状、柱状。本层全场分布,钻探揭露厚度 4.2～6.7 m,平均钻探揭露厚度为 4.8 m,层顶标高 113.8～119.5 m,平均标高 115.30 m。

场地原始地貌单元属丘陵坡地,场区内地下水仅揭露第四系孔隙潜水,地下水富水性一般,透水性较弱,以大气降水的垂直入渗作为其主要补给来源。

本区属亚热带海洋性气候,气候具明显季风特点,全年温和暖湿,雨量充沛,历年降雨量为 1 519.2～2 206.5 m,每年 6—10 月为台风季节,以 7—9 月份为盛期。勘探期间各钻孔均未发现地下水。

边坡总长 116.5 m,支护面积共 988 m^2。本边坡支护安全等级为一级。设计使用年限为 50 年。

2. 设计说明

本边坡采用放坡＋普通锚杆＋预应力锚索＋格构梁进行了支护施工,格构梁框格间采用先挂设三维植被网,后喷播草种进行绿化。边坡尺寸见表 7-1。

表 7-1　　边坡尺寸一览表

序号	坡段	坡高/m	坡度	工程地质	备　注
1	A—B	1.7～9.5	1∶1.6	中风化、强风化砂岩	图 7-8(a)
2	B—C	9.2～18.08	1∶1.2	中风化、强风化砂岩	图 7-8(b)
3	C—D	6.4～13.4	1∶1.0	中风化、强风化砂岩	图 7-8(c)

边坡坡顶及坡脚采用水泥砂浆砌筑块石排水沟截、排地表及地下水。截水沟在边坡 *AB*, *CD* 段做出三条钢筋混凝土跌水槽。流入坡底水沟。坡脚排水沟与某工业区场区排洪系统相邻。

边坡原坡面局部出现裂缝、塌方,且为风化岩,施工时根据现场情况在现状边坡基础上修整平顺边坡,坡面成型后已经设计单位确认,共计施工完成土方开挖工程量 3 000 m^3,人工修拍边坡 1 856.6 m^2。

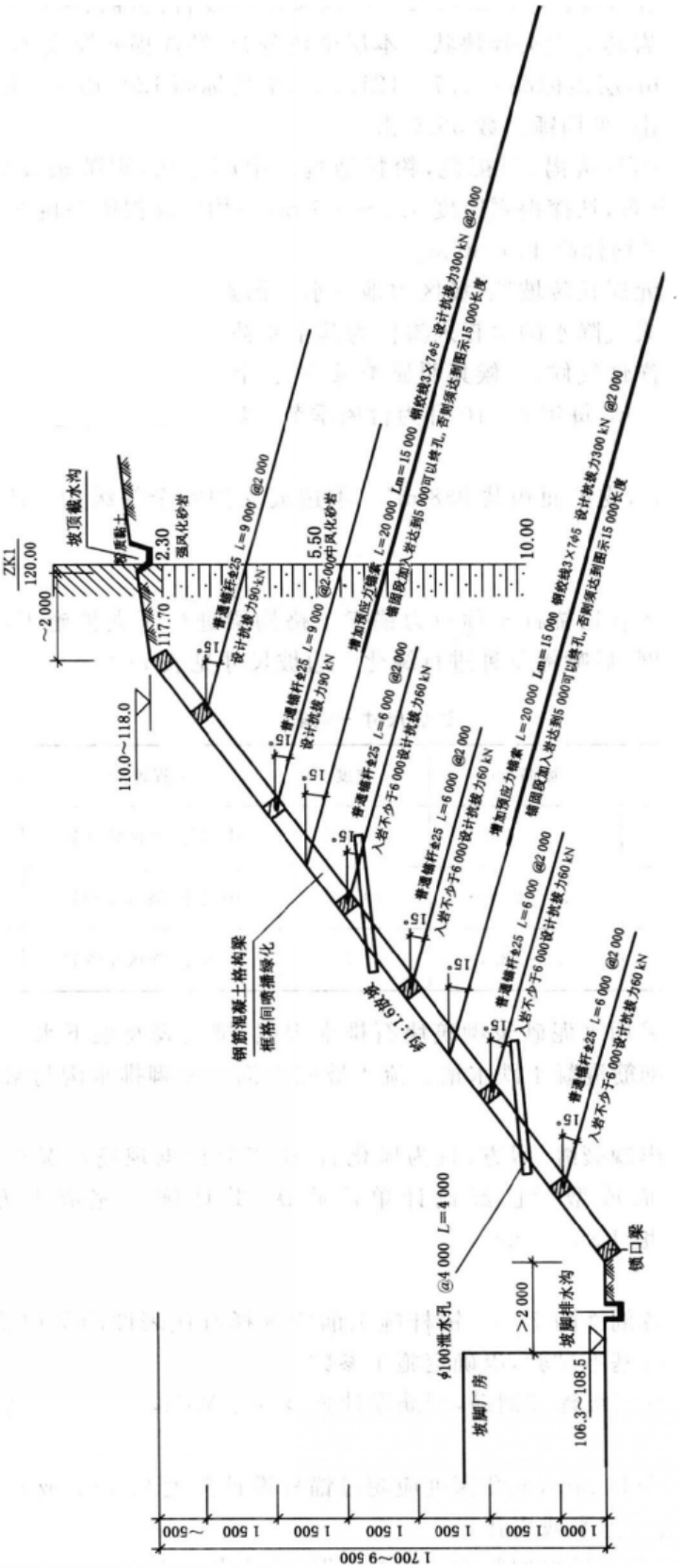
1) 普通锚杆

锚杆设计荷载见各剖面图 7-8。锚杆施工前应选择有代表性的部位施工,试验锚杆(不少于三根)进行锚杆基本试验,以确定施工参数。

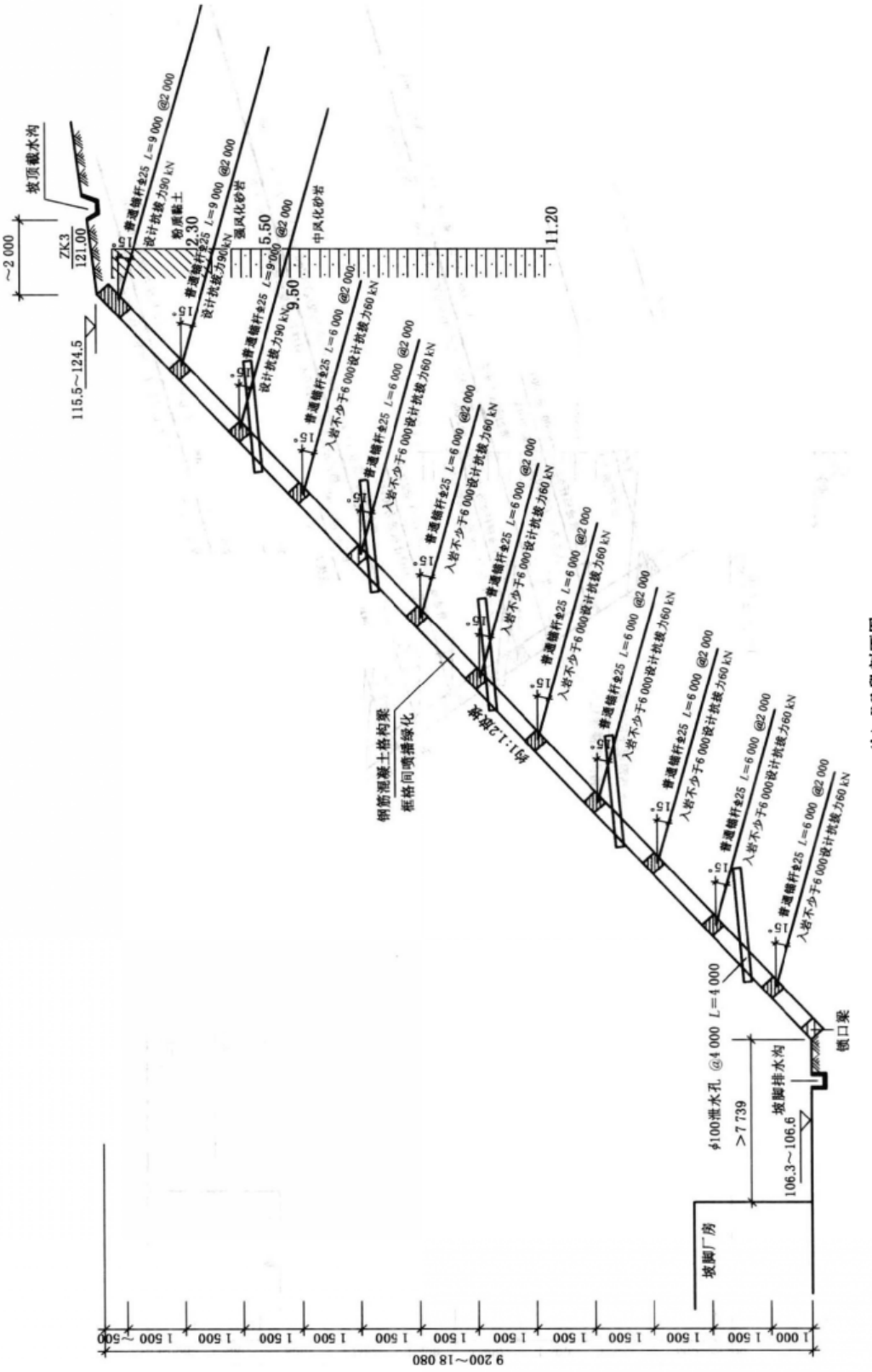
锚杆锚筋采用 ϕ25 二级螺纹钢筋,钢筋设计强度 300 MPa,锚筋按图纸要求设置对中支架。

锚杆成孔直径为 ϕ110 mm,成孔深度应超过锚杆设计深度 0.5 m,成孔后及时放置锚筋并进行注浆,以防孔内泡水或塌孔。

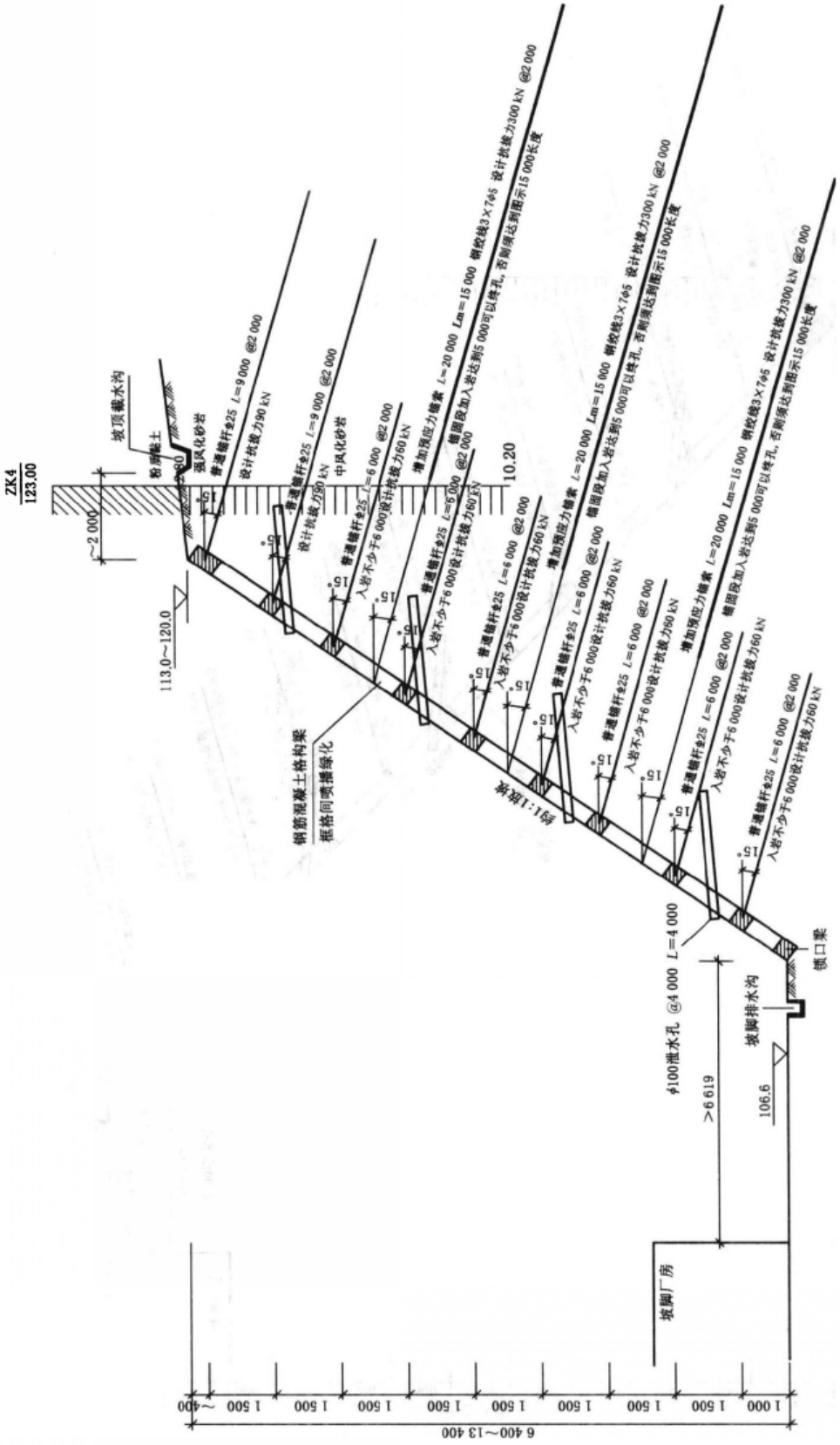
锚杆注浆时采用 42.5 早强型普通硅酸盐水泥,浆液水灰比 0.40～0.45,常压注浆,注


ZK1
120.00
~2 000
117.70
2.30
强风化砂岩
5.50
@2.00中风化砂岩
10.00
坡顶截水沟
坡顶黏土
普通锚杆Φ25 L=9 000 @2 000
设计抗拔力60 kN
普通锚杆Φ25 L=9 000 @2 000
设计抗拔力90 kN
普通锚杆Φ25 L=6 000 @2 000
设计抗拔力60 kN
普通锚杆Φ25 L=6 000 @2 000
设计抗拔力60 kN
普通锚杆Φ25 L=6 000 @2 000
设计抗拔力60 kN
普通锚杆Φ25 L=6 000 @2 000
设计抗拔力60 kN
15°
15°
15°
15°
15°
15°
15°
110.0~118.0
钢筋混凝土格构梁
框格间喷播绿化
约1:1.6放坡
增加预应力锚索 L=20 000 Lm=15 000 钢绞线3×7Φ5 设计抗拔力300 kN @2 000
增固段加入岩达到5 000可以终孔，否则须达到图示15 000长度
增加预应力锚索 L=20 000 Lm=15 000 钢绞线3×7Φ5 设计抗拔力300 kN @2 000
增固段加入岩达到5 000可以终孔，否则须达到图示15 000长度
入岩不少于6 000设计抗拔力60 kN
入岩不少于6 000设计抗拔力60 kN
入岩不少于6 000设计抗拔力60 kN
入岩不少于6 000设计抗拔力60 kN
Φ100泄水孔 @4 000 L=4 000
>2 000
坡脚排水沟
坡脚厂房
106.3~108.5
顶口梁
1 000
1 500
1 500
1 500
1 500
1 500
1 500
~500
1 700~9 500

(a) AB段剖面图


坡顶截水沟
~2 000
ZK3
121.00
115.5~124.5
普通锚杆Φ25 L=9 000 @2 000
设计抗拔力90 kN
粉质黏土
2.30
强风化砂岩
5.50
中风化砂岩
11.20
9.50
普通锚杆Φ25 L=6 000 @2 000
入岩不少于6 000设计抗拔力60 kN
1:1.2放坡
钢筋混凝土格构梁
框格间喷播绿化
锁口梁
Φ100泄水孔 @4 000 L=4 000
>7 739
坡脚排水沟
106.3~106.6
坡脚厂房
1 000 1 500 1 500 1 500 1 500 1 500 1 500 1 500 1 500 1 500 1 500 ~500
9 200~18 080

(b) *BC* 段剖面图



(c) *CD* 段剖面图

图 7-8 各段剖面图

满全孔，水泥浆强度不低于 25 MPa，注浆第二天应从孔口补浆。注浆管应与锚筋一起放入钻孔，注浆管内端距孔底 500 mm。锚杆锚筋表面涂防锈环氧漆防腐。

2）格构梁

格构梁为 400 mm×300 mm（宽×高）暗梁，混凝土采用 C30 混凝土，主梁地面开挖地槽并面抹 1∶3 水泥砂浆厚 30，然后绑扎钢筋并浇捣混凝土。其中完成格构梁挖沟槽土方 305 m^3，余方弃置 305 m^3。

格构梁钢筋保护层厚度不少于 50 mm，共计完成钢筋制作、绑扎 43.926 t（其中，现浇钢筋混凝土 ϕ10 以内 9.96 t，现浇钢筋混凝土 ϕ25 以内 32.83 t，非预应力钢筋 ϕ10 以内 0.669 t，非预应力钢筋 ϕ10 以外 0.467 1 t）。

格构梁间选用根系发达较耐旱的草种（可添加适量木种）喷播绿化。喷草前坡面挂设三维植被网，局部中风化岩区须填土后喷播，完成喷播绿化 1 205.6 m^2。

格构梁每隔 20 m 设纵向变形缝，缝宽 2～3 cm，缝内填塞沥青麻筋。

3）预应力锚索

预应力锚索设计荷载见各剖面图（图 7-8）和锚索大样图（图 7-9）。预应力张拉锁定荷载为设计抗拔力的 80%。

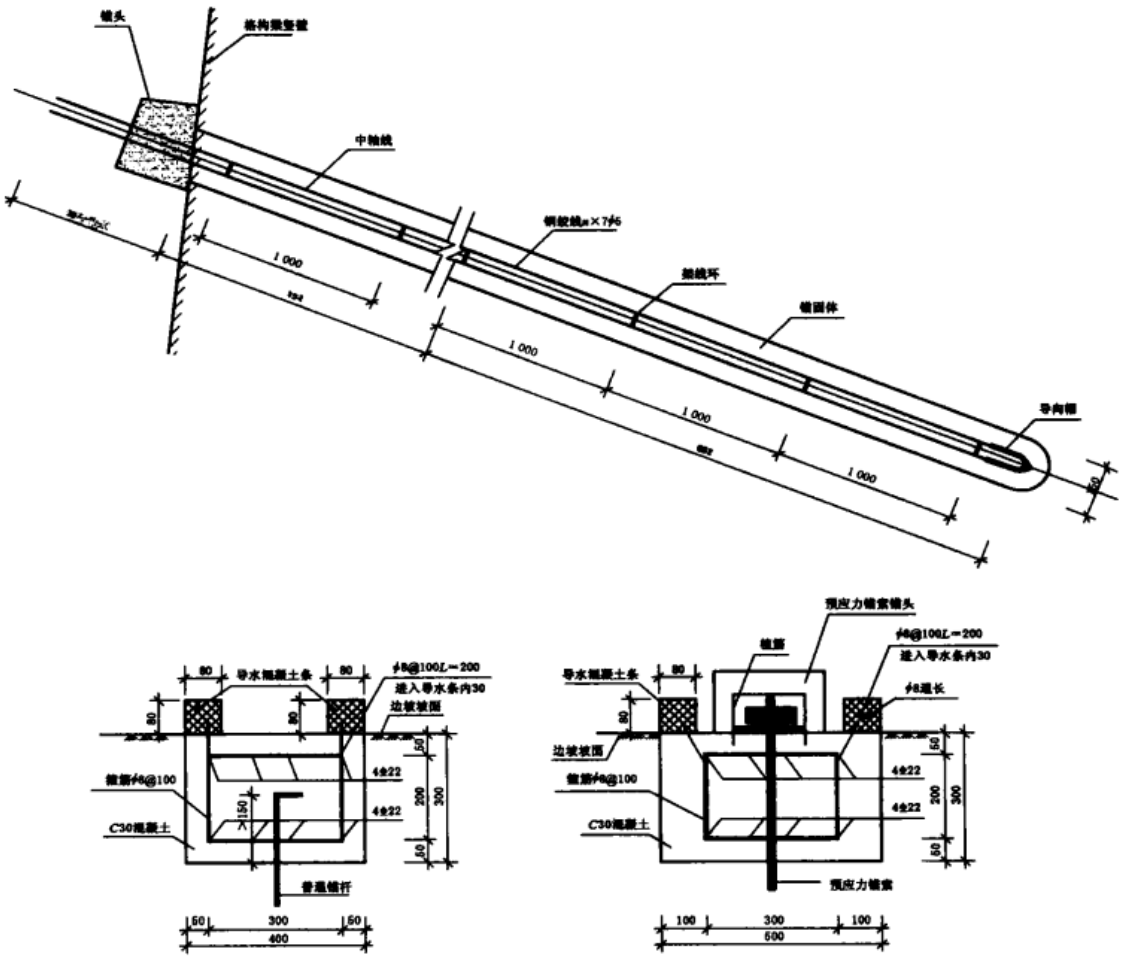


图 7-9 预应力锚杆与锚索大样图

预应力锚索锚筋采用高强度低松弛钢铰线，钢绞线强度标准值为 1 860 MPa。锚筋按图纸要求设置架线环和导向帽。自由段钢铰线满涂黄油，外套软塑料波纹管，波纹管两端用铁丝扎紧。

预应力锚索成孔直径为 ϕ130 mm，成孔时采用机械干法成孔，成孔深度超过锚杆设计深度 0.5 m。成孔后及时放置锚筋并进行注浆，以防孔内泡水或塌孔。

预应力锚索采用二次注浆法。第一次采用水泥砂浆或纯水泥浆，自孔底灌满全孔，水泥砂浆强度不低于 30.0 MPa，第二次采用水灰比 0.50～0.60 纯水泥浆，注浆压力不小于 2.0 MPa。

注浆管应与锚筋一起放入钻孔，注浆管内端距孔底 500 mm，锚固体强度大于24.0 MPa 时，可进行张拉锁定。注浆管应与锚筋一起放入钻孔，注浆管内端距孔底 500 mm。

预应力锚杆总长共 2 538 m。

4）其他

该工程在锚杆及预应力锚索等施工过程中搭设脚手架共计 2 154 m^2（其中锚索增加二次搭拆脚手架 400 m^2）。

受场地及周边原有建筑物影响，边坡 *AB* 段土方开挖不能采用挖掘机挖，汽车运走，只能利用人工修坡、转运土方至场地 *BC* 段公路边（运距35 m），共开挖转运土方1 186 m^3。

BC 段格构梁采用人工无法在该岩层上进行格构梁及人字梁开槽施工，必须利用风炮机开槽石方，然后人工修整沟槽，共开凿石方 121.72 m^3。

3. 边坡监测

边坡监测委托第三方有资质的单位承担，施工单位应在施工期间对边坡顶水平位移和地面垂直沉降进行有效监测。

第三监测方在施工前提出详细监测方案，由业主、监理、设计和施工方确认后实施。

监测目的：预测、保护边坡支护结构的安全。

在监测正式实施前，应设置好变形监测点并进行原始数据采集，确保监测点的稳定不受破坏。

监测频率：边坡施工完毕后每 3 天观测一次，2 个月后，如果变形趋于稳定，改为每月观测一次，观测时间不少于 2 年。

变形监测应符合《工程测量规范》有关变形监测的规定，水平位移观测精度满足四等精度要求，沉降观测精度满足二等精度要求。

当监测点变形量超出设计要求时应及时通知业主、建设和设计等相关单位及有关人员，研究对策并加以解决，做到动态设计和信息化施工。

变形控制值和预警值：本边坡坡顶最大允许位移为 50 mm，预警值为 30 mm；坡顶最大允许沉降按 30 mm 控制，预警值为 20 mm。

每次监测的数据及时提交给设计单位。

边坡支护完工后定期进行巡查及维护。

4. 应急措施

（1）边坡开挖及支护过程中可能出现的危险情况有：塌方、变形过大（超过允许值）等。

（2）出现变形过快或塌方等危险情况时，应及时采取坡脚反压砂包（或土方）、坡顶卸

载等措施，并对边坡进行加固。

5. 小结

该工程边坡实测位移很小，投入使用已有 5 年，经过多次暴风安全无恙，说明网格式梁支护是成功的，可以推广使用。

8 复合土钉支护与预应力锚杆柔性支护

8.1 复合土钉支护法

1. 概述

复合土钉墙是近年来在土钉墙基础上发展起来的新型支护结构，它是将土钉墙与深层搅拌桩、旋喷桩、各种微型桩、钢管土钉及预应力锚杆等结合起来，根据具体工程条件多种组合，形成复合基坑支护的一种技术，它弥补了一般土钉墙的许多缺陷和使用限制，极大地扩展了土钉墙技术的应用范围。复合土钉墙技术具有安全可靠、造价低、工期短、使用范围广等特点，获得了越来越广泛的工程应用。它是土钉支护的研究不断地深化、与各种岩土工程的其他工法有机结合的产物。复合土钉支护业已在岩土工程的诸多行业中应用，但工程数量最大的仍然是建筑深基坑的支护。实际上，该工法也可有效地应用于岩土边坡工程、地基工程、地下工程和大坝工程等的加固与支护。复合土钉支护适用性强，安全可靠，经济快速。在建筑工程市场很受投资者欢迎。

复合土钉支护的应用实践是先于理论的。迄今为止，尽管某些理论尚不成熟，仍处在发展、完善的过程之中，但围绕复合土钉支护的大量工程问题，我国广大工程技术人员和科研工作者已经开展了许多卓有成效的科学技术研究工作，这些工作有力地促进了复合土钉支护的发展与应用。

2. 复合土钉支护的试验研究与监测

一般复合土钉支护现场试验为原型或接近于原型试验，测试数据基本反映了工程实际受力变形及稳定状态，因而试验数据较为难得。但由于试验条件及经费限制等原因，我国在这方面所做工作尚不多。

张凡等在玄武湖隧道工程现场对复合土钉支护的工作性能进行了现场测试。基坑边壁土层介质主要为素填土、粉土夹粉砂，以及粉细砂等。复合形式为自钻式土钉与水泥土搅拌墙组合结构，以此为主体将面层和原位土体连为一体形成共同工作体系。试验测得了基坑边壁位移与时间的变化曲线，指出其特点与单一土钉支护具有显著差异，并测得了土钉的弓形受力形态，认为它是潜在滑移面存在的结果。

杨志银等在深圳畔山花园大厦基坑工程现场，对复合土钉支护结构的土钉应力进行了监测试验。复合形式为土钉支护加深层搅拌止水帷幕桩墙和预应力锚索。场地地层为：人工回填土、埋藏植物层、淤泥质黏土、粉质黏土、粗砾砂，以及残积黏土层等。监测内容包括：基坑周边水平位移(40～60 mm)，坡顶和邻近道路沉降(20～30 mm)，坡体位移(27～43 mm)，以及地下水位变化等。并对土钉和锚杆分别进行了拉拔试验。

杨志银等还在深圳赛格基坑工程现场，对多种形式的复合土钉支护进行了现场测试。试验同样测得了土钉的弓形受力形态，并认为试验条件下潜在滑动面位于直线破裂面($(\beta+\phi)/2$)与圆弧破裂面之间，试验还测得了开挖后土钉最大拉力作用位置。

张飞等在广州凯城东兴综合大厦基坑工程中，对复合土钉支护(人工挖孔桩、预应力锚杆和土钉)的受力变形特性进行了现场测试。试验结果表明，锚杆锁定后 3～5 d 内有较

大预应力损失；上下层锚杆轴向力处于不断调整状态；土钉拉力沿其轴线分布不均匀；土钉长度超过 10 m 的部分几乎不受力，并认为对中等硬度黏性土，土钉的极限锚固长度即临界锚固长度可取为 12 m。

曾宪明，郑志辉等在长沙星电公寓基坑工程中完成了复合土钉支护（土钉加预应力锚杆）厚杂填土边坡的系统现场试验研究，指出杂填土中土钉应变沿钉长的分布形态之一为双弓形，表明潜在滑移面有两个或以上。研究认为土钉应变峰值点与零值点向土钉里端的转移是同时或相继发生的，它标志着土钉局部的破坏已经发生，在同时或相继转移的土钉应变峰值点与零值点之间的距离就是临界锚固长度，在理想条件下，它是一个常数；在试验条件下，约为 9 m。复合土钉支护还具有良好的抗动载性能。据文献报道，已比经土钉支护抗力高出 6.6 倍。

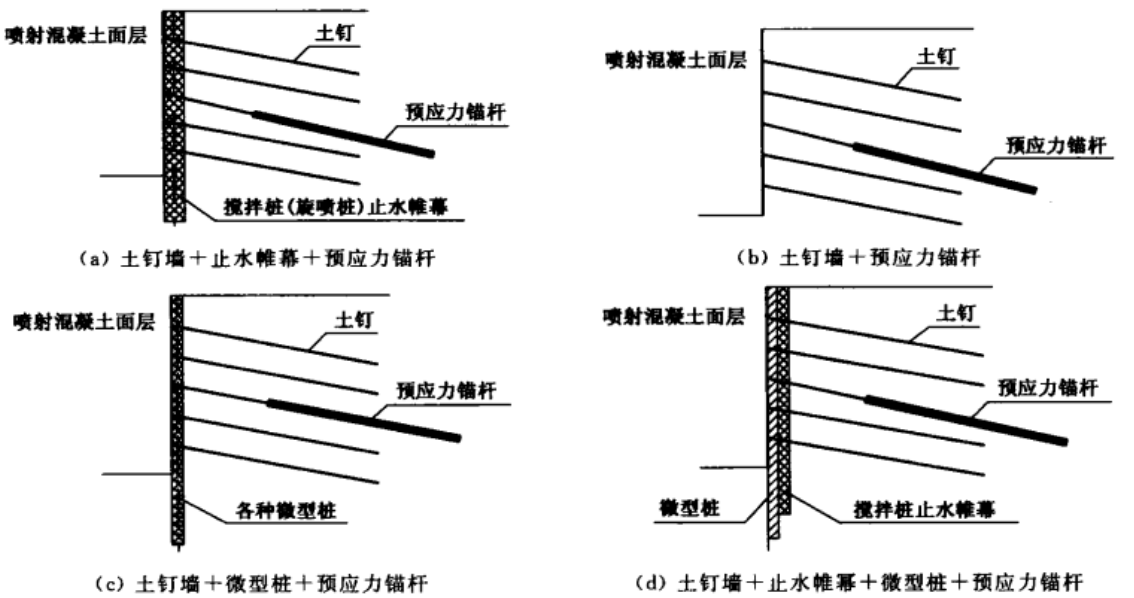
复合土钉支护的室内试验研究较为少见。张明聚等采用相似模型理论，进行了基坑边壁复合土钉支护大比例尺模型试验。曾宪明，文高原等以长沙星电公寓厚杂填土基坑边壁复合土钉支护为背景，开展了一组课题的相似模型试验。其内容包括：无支护、降雨、不降雨条件下非夯实厚填土边壁破坏模式研究，无支护、降雨和不降雨条件下夯实填土边壁破坏模式研究；复合土钉支护、降雨和不降雨条件下非夯实填土边壁受力变形特征和作用机理研究，获得若干有意义结果。

复合土钉支护的室内外试验研究固然重要，但由于现场条件一般较恶劣，试验技术上的问题较突出，要取得较好的试验数据也不易；且室内试验条件还有一定程度的简化。因此，卓有成效地开展数值模拟研究，也是指导和推动复合土钉支护的应用不断深入发展的一个重要方面。

3. 复合土钉墙的设计

1）复合土钉墙的主要形式

根据深圳地区的理论研究和工程实践，应用最多的复合土钉墙有下列四种类型形式（如图 8-1 所示）。



（a）土钉墙＋止水帷幕＋预应力锚杆　（b）土钉墙＋预应力锚杆

（c）土钉墙＋微型桩＋预应力锚杆　（d）土钉墙＋止水帷幕＋微型桩＋预应力锚杆

图 8-1　复合土钉墙类型示意图

2）复合土钉墙的计算方法

复合土钉墙的设计计算与土钉墙相似，包括整体稳定性分析和土钉抗拔力验算两部分。在整体稳定性分析中，除考虑土体、土钉的作用外，需计算搅拌桩、旋喷桩、微型桩和预应力锚杆对整体稳定的作用。土钉（锚杆）抗拔力验算方法与普通土钉墙相同。

普通土钉墙整体稳定性分析采用圆弧滑裂面计算，安全系数

$$K_s = \frac{\sum c_i L_i S + \sum W_i \cos\theta_i \tan\varphi_i S}{\sum W_i \sin\theta_i S} + \frac{\sum T_{Nj} \cos(\theta_i + \alpha_i) + \xi \sum T_{Nj} \sin(\theta_i + \alpha_i) \tan\varphi_i}{\sum W_i \sin\theta_i S}$$

式中 K_s——土钉墙整体稳定安全系数；

c_i——土体的黏聚力，kPa；

φ_i——土体的内摩擦角，(°)；

L_i——土条滑动面弧长，m；

W_i——土条重量，kN；

T_{Nj}——土钉的极限抗拉力，kN；

S——土钉的水平间距，m；

θ_i——滑动面某处切线与水平面之间的夹角，(°)；

α_i——土钉与水平面之间的夹角，(°)；

ξ——折减系数，根据经验取 0.5。

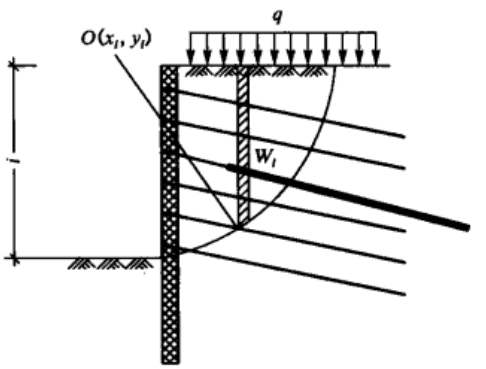


图 8-2 复合土钉墙整体稳定分析简图

复合土钉墙的整体稳定性分析也采用圆弧滑裂面计算，计算中考虑止水帷幕、微型桩、预应力锚杆等的作用，其计算公式为（如图 8-2）。

$$K_p = K_s + \frac{\zeta \tau_s A_s}{\sum W_i \sin\theta_i S_L} + \frac{\sum P_{Nj} \cos(\theta_i + \alpha_i) + \eta \sum P_{Nj} \sin(\theta_i + \alpha_i) \tan\varphi_i}{\sum W_i \sin\theta_i S_m}$$

式中 K_p——复合土钉墙整体稳定安全系数；

τ_s——搅拌桩、微型桩的抗剪强度设计值，kPa；

A_s——搅拌桩、微型桩的面积，m^2；

P_{Nj}——预应力锚杆设计承载力，kN；

S_L——搅拌桩、微型桩的间距，m；

S_m——预应力锚杆的水平间距，m；

ξ——组合折减系数，取值 0.5～1.0；

η——折减系数。

根据预应力水平在 0.5～1.0 之间选取。其余符号同前。

对于施工阶段不同开挖深度和使用阶段不同位置分别计算，保证各个阶段各个位置的安全系数均满足设计的要求，容许的安全系数可根据工程性质和安全等级在1.2～1.5之间选取。

3）复合土钉墙中土钉（锚杆）抗拔力验算

（1）土压力简化和土钉荷载值计算。在复合土钉墙的设计中，单根土钉受拉荷载标准值采用下面的计算简图和公式计算：

$$T_{jk} = \frac{1}{\cos\alpha} p S_{xj} S_{zj} \tag{8-3}$$

式中 T_{jk}——第 j 根土钉受拉荷载标准值，kN；

α——土钉的倾角，(°)；

S_{xj}——土钉的水平间距，m；

S_{xj}——土钉的垂直间距，m；

p——土钉长度中点所处深度位置的侧压力，kPa；

p_1——土钉长度中点所处深度位置上由土体自重引起的侧压力，kPa，据图8-3求出；

p_q——地表均布荷载引起的侧压力，kPa。

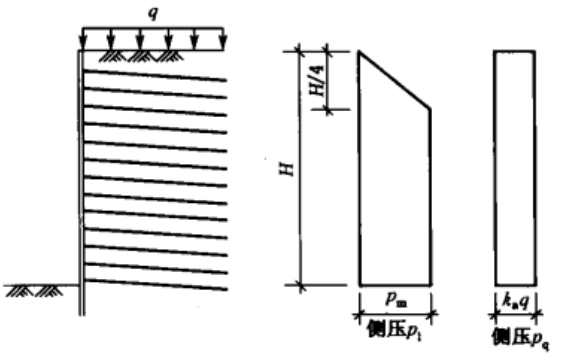


图8-3 侧压力的分布

在图中自重引起的侧压力值 p_m，计算如下：

对于 $\frac{c}{\gamma H} \leqslant 0.05$ 的砂土和粉土

$$p_m = 0.55 K_a \gamma H \tag{8-4}$$

对于 $\frac{c}{\gamma H} > 0.05$ 的一般黏性土

$$p_m = K_a\left(1 - \frac{2c}{\gamma H \sqrt{K_a}}\right)\gamma H \leqslant 0.55 K_a \gamma H \tag{8-5}$$

图中地表均布荷载引起的侧压力值 p_q 计算如下：

$$p_q = K_a p \tag{8-6}$$

式中 K_a——主动土压力系数，$K_a = \tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$；

γ——土的重度，kN/m³；

H——基坑深度，m。

当有地下水及其他地面、地下荷载作用时，应考虑由此产生的侧向压力。

（2）单根土钉抗拉承载力验算。在面层侧压力作用下，土钉杆体强度应满足下式要求：

$$1.5 T_{jk} \leqslant A_g f_{yk} \tag{8-7}$$

式中 A_g——土钉杆体面积，m^2；

f_{yk}——钢筋抗拉强度标准值，kN/m^2。

其余符号同前。

土钉墙内部潜在滑动面之后有效锚固段应满足下式要求：

$$1.5T_{jk} \leqslant T_{uj} \tag{8-8}$$

对于重要基坑工程的土钉抗拉承载力设计值应通过试验确定，对一般的基坑工程可按下式(图 8-4)计算：

$$T_{uj} = \pi d_{nj} \sum q_{sik} l_i \tag{8-9}$$

式中 T_{uj}——土钉抗拔力设计值，kN；

d_{nj}——第 j 根土钉锚固体直径；

q_{sik}——土钉穿越第 i 层土土体与锚固体极限摩阻力标准值；

l_i——第 j 根土钉在直线破裂面外穿越第 i 稳定土体内的长度，破裂面与水平面的夹角为 $\beta+\varphi/2$。

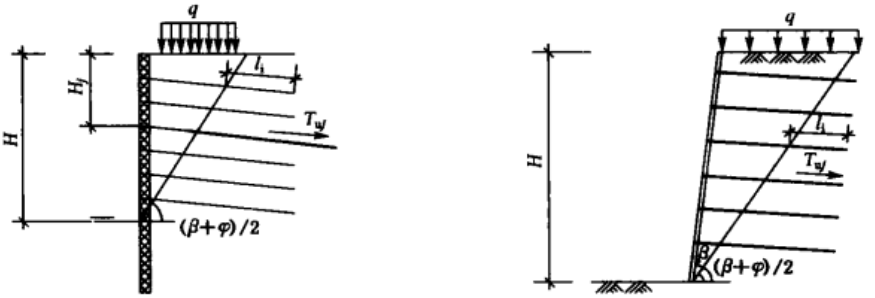


图 8-4 复合土钉墙抗拔力验算简图

4. 复合土钉墙的构造

1) 止水帷幕

复合土钉墙中经常用到止水帷幕，止水帷幕一般采用相互搭接的深层搅拌桩或高压旋喷桩，伸入基坑底部 2～3 m。并需要穿过强透水层，进入到不透水层 1～2 m。

深层搅拌桩造价比较便宜，它适合于人工填土、一般黏性土和中粗砂以下的砂土地层。单头搅拌桩直径常采用 500～600 mm，间距 400～450 mm。当土质较差及水量较大时，可采用两排或三排搅拌桩形成止水帷幕并加固土体。新开发的多头大功率深层搅拌机，一般地层均可适用，扩大了搅拌桩帷幕的应用范围。

高压旋喷桩造价较高，但它适用范围广，施工空间要求小，作止水帷幕时，一般地层均可适用。旋喷桩直径一般为 600～1 000 mm，搭接 100～200 mm，也可做成相互搭接的定喷或摆喷止水帷幕，这样可降低工程造价，一般可满足实际工程的需要。

复合土钉墙中的止水帷幕，除做止水功能外，常有加固地层和稳定开挖面的作用，所以对搅拌桩或旋喷桩的强度有一定要求，其水泥掺量也较常规的搅拌桩或者旋喷桩为高，并常选用早强型水泥品种，桩身强度一般可达到 1～3 MPa。

2）预应力锚杆

在复合土钉墙的中部设置1～3排预应力锚杆，对土钉墙施加初始背拉力，可大大减少土钉墙的位移，提高工程的安全度，满足不同实际工程的需要。预应力锚杆可采用钢绞线预应力锚索和钢筋预应力锚杆，也可采用钢管预应力锚杆。锚杆锚头必须与喷射混凝土面层连接可靠，可设置承压板和喷射混凝土连梁，锚头承压板或连梁通过计算确定，保证足够的强度和刚度，将锚固力有效地传递到面层或土层中。复合土钉墙中预应力锚杆与桩锚体系中的预应力锚杆有所不同，设计荷载不宜过大，一般应小于300 kN为宜。

3）土钉

在复合土钉墙中除使用传统的钻孔注浆型土钉外，常常采用新型的打入注浆型钢管土钉，以解决在砂层或软土中土钉成孔问题和成孔穿透止水帷幕时的漏水问题。土钉长度一般为6～12 m，间距1～2 m，其他的土钉构造及连接与普通土钉墙相同。

4）微型桩

在实际工程中，常根据需要对土钉墙采取各种各样的加固措施，以增加结构安全性，微型桩是应用较多的加固方式，满足了不同工程的需要。

微型桩常采用直径100～300 mm的钻孔灌注桩，桩插入基坑底面以下2～3 m。微型桩配置钢筋笼或型钢，配置型钢时，以16～22号工字钢应用最多。微型桩上常设置小型冠梁或连梁，将桩连接在一起，连梁上常设置预应力锚杆或土钉。

5. 复合土钉支护的设计理论探讨

复合土钉支护的设计理论目前尚不系统和完善。但已做了许多探讨性的工作，发表了若干阶段性成果，可在许多方面对设计施工提供借鉴和指导。

屠毓敏对复合土钉中的超前锚管的工作机理进行了研究。作者将Ito和Matsui关于作用于排桩上的土压力理论研究成果，应用于复合土钉支护中的超前锚管的抗滑作用分析，提出了七种类型的复合土钉支护结构的稳定性分析方法，并得到了工程实测数据的验证。

赖天文对复合土钉支护（土钉加桩墙）设计参数的敏感性进行了研究。作者首先以一般黏性土基坑边坡的复合土钉支护建立力学和数学模型，然后设计正交试验，分析影响其内部稳定性因素的灵敏性，提出最佳参数模型，可用于指导复合土钉支护的设计与施工。经对13项参数的敏感性分析，作者认为，土条的黏聚力（c）和土钉的有效长度（L）对复合土钉支护的内部稳定性有高度显著影响，土条内摩擦角（φ）、土钉排数（N）、坡顶超载（P）和界面黏结强度（T）具有一般显著影响，其他七项因素无显著影响。

根据对复合土钉支护作用机理的研究，提出采用单排或双水泥土桩形成帷幕后再施做土钉支护，这种复合型式能解决上海地区边坡挡墙的漏水、防渗及土体自稳能力不足的问题，并提出了相应的设计计算模式。其内容包括：土钉设计，面层设计，内部、外部、整体和底部稳定性验算等。作者指出，这些设计计算模式在上海的40多个基坑工程中得到了验证。

陈清华通过对复合土钉支护结构工作机理的研究，提出了“综合法”设计方法，很有意义。

单一土钉支护的设计理论尚且在完善之中，复合土钉支护更由于其复杂性、多个因素的相互作用而亟需进一步探讨。目前设计常用的是基于叠加原理的各种方法，但简单叠

加不一定能反映复合土钉支护结构的真实工作状况，这种复合结构就合理性而言也不一定没有改进之处，从宋二祥等的计算结果中已可看出它们之间的某种程度的“抵消”作用。

6. 复合土钉支护在岩土工程中的应用

如果说复合土钉支护的工作特性、作用机理和设计理论尚在探索之中，那么复合土钉支护在岩土工程中的应用则早已成如火如荼之势。虽然复合土钉支护已在地下空间、桥墩铁塔、路基堤坝、矿山开采工程有许多应用，但应用更广泛更密集的仍属建筑深基坑和边坡工程。

复合土钉支护在一般岩土介质中已有大量应用。即使采用单一的土钉支护此类介质，也已在我国完成了难以数记的建筑深基坑工程。采用复合土钉支护后使得工程的安全度更高，因而更受建筑投资者欢迎。段建立等采用自钻式土钉和 SMW 机械施工止水帷幕的复合结构型式，支护南京玄武湖隧道基坑边壁获得成功。郭清报道采用锚管加土钉这种复合支护结构对杭州滨江大厦基坑工程进行了有效支护。石建等撰文介绍了采用复合土钉支护（土钉-微型桩-预应力锚杆）围护北京青年楼基坑的经验。吕麟信归纳了采用土钉-注浆花管-树根桩复合支护在 30 多幢高层建筑深基坑和边坡中成功应用的可取做法。马金普等，许斌等，汤凤林等分别报道了北京、深圳、广州地区采用各种复合土钉支护形式围护建筑深基坑的可取做法及经验。

软土是一类不良地质体，在我国东南沿海地区分布十分广泛。新奥法和土钉墙法的相关技术标准均不建议在此类介质中应用，由此可知其难度之大。但随着土钉支护首次在上海紫都苹庄工程中应用成功，该方法在软土中的应用便一发而不可收。近年来，复合土钉支护工法获得很大发展，并有逐步取代纯土钉支护的趋势。同国外先进国家相比，尽管我国在机械和材料等方面尚有较大差距，但采用复合土钉支护软土一类不良地质体工法的研究与应用，在国际上可谓独树一帜。张旭辉，龚晓南在报道采用复合土钉（竖向槽钢桩-水平注浆锚管）支护某软土基坑工程后指出，该方法极具推广价值。李象范等报道在上海西门广场基坑中采用搅拌桩-土钉复合结构进行围护，保证了周边环境安全，为业主节省了大量工程投资。孙晓勉，杨绍祺等，杨振军等，黄力平等分别撰文介绍了在上海、中山、广州和深圳分别采用复合土钉支护的成功经验。大量文献所述各地应用复合土钉支护的工程实践各有独到之处，此不赘述。

复合土钉支护在杂填土工程中的应用颇具特色。以往工程中遇到的杂土层一般不厚或沉积已久，工程问题不甚突出。近年来，随着房地产的进一步开发，不少新近填筑的深厚填土基坑、边坡工程日渐增多，其中问题不断显现。刘彦忠撰文报道采用复合土钉（深层搅拌桩-预应力钢管土钉）支护太原东大花园工程的做法，解决了杂填土中不易成孔的难题。曾宪明，宋红民等依据所建立的夯实填土的复杂破坏模式，采用锚管土钉-钢筋土钉-改良加筋土复合结构对洛阳市中州渠厚杂土边坡工程进行了成功加固支护。

7. 复合土钉支护工程失稳原因分析

随着复合土钉支护在岩土工程中大量采用，一些工程险情与事故的发生和处理也时见报道。发生工程事故及险情的原因可能是多方面的，但笔者相信，由于这种方法本身的技术缺陷而引发的可能性是不大的。

上海某新开发的能源中心基坑工程采用一排搅拌桩加土钉复合支护。北侧基坑在开挖将要到底时，土钉挡墙突然发生倒塌，坑底产生隆起，围护墙根部向前推进 1 m 左右，顶

部后仰并下沉约 1 m，破坏比较严重。发生事故的主要原因有：

(1) 全部采用击入式土钉，注浆效果不明显，拉拔力达不到设计要求。

(2) 设计过程中过分强调经济性，将水泥土桩的入土部分截去一排。

(3) 施工中取消了坑内降水，使抗滑安全系数进一步降低。

上海南市区某基坑工程北侧采用搅拌桩-土钉复合支护。开挖到底时，坑底发生涌土，边坡整体滑移并严重坍塌，地面沉降约 1.6 m，整体滑移约 1 m，相邻围墙倒塌，地下管道破裂，严重影响周边环境。分析该事故原因有：

(1) 过分强调工程经济性，使得围护设计安全系数偏低。

(2) 施工未按设计要求进行(未降水就开挖；将 ϕ22 土钉改为 ϕ48 锚管；超挖)。

上海静安区某基坑工程采用搅拌桩-土钉-超前锚管复合支护。挖深到 3.5 m 和 3.75 m (到底)时，先后发生两次事故。第一次桩顶水平位移为 75 mm，建筑物墙角沉降达 7.7～8.5 mm，同时水管断裂漏水。第二次 JS_4 测点以 4～5 mm/h 速率下沉，24 h 累计沉降量为 21 mm；该测点总沉降量为 187 mm。分析造成该工程事故的原因有：

(1) 施工严重超挖。

(2) 对水患的重视与防范不够。

(3) 为了降低工程造价，删除了本不该删除的若干监测项目等。

宋建学等，周同和等，马军等分别分析了采用复合土钉支护郑州某工程及上海某工程发生工程事故或险情的原因。这些原因均是大同小异、具有某种共性的。

综上所述，复合土钉支护工法在我国岩土工程的大量应用中，难以避免地发生了一些工程事故和险情。科学地分析这些反面教训，即可化腐朽为神奇，使之成为人们的共同财富。在诸事故原因中，盲目追求经济效益、不按设计要求施工具有一定的普遍性，值得人们深思和警醒。

8. 复合土钉支护研究与应用中存在的主要问题

复合土钉支护研究与应用中存在的问题很多，例举以下主要几种：

(1) 理论研究落后于工程实践，因而不能很好地指导设计与施工。土钉与一种或以上的其他各种工法结合而成的复合土钉支护，其间存在复杂的相互作用问题，加之地质条件千变万化，使得支护结构工作状态各式各样：作用机理不同，研究难度很大。

(2) 设计方法尚不系统，不统一，没有相应的技术标准，设计无所遵循。目前，不少工程设计是基于叠加原理进行的。而各种支护结构与岩土介质的相互作用可能是一种复杂的耦合作用，而不是简单叠加。这就是一加一不一定等于二的道理。即使不采用叠加原理也缺乏公认、统一的设计方法。这似可归因于目前没有相应的设计施工技术标准可以遵循，但设计方法仍处在发展、完善阶段也是实情。

(3) 复合土钉支护的耐久性问题受到忽视。临时工程如基坑围护不必考虑此问题。但边坡工程、隧道工程、水利工程等一般均应认真考虑。土钉、锚杆和锚索等的使用寿命问题尚在研究之中，但至少已知施工质量低劣、腐蚀环境恶劣条件下的这些支护结构的设计寿命远不如人们所期望的那样高，至少已知采取一些公认行之有效的防护对策后会显著延长这些支护结构的工作寿命。复合土钉支护的耐久性未能受到普遍重视，这样就可能有违设计者的初衷。

(4) 复合土钉支护工程失稳有其共性，但一直难以解决。

工程事故的共性原因：①建筑投资者单纯追求经济效益，干预工程设计，并盲目压低工程造价；②施工违反设计要求；③设计欠当。但一直难以解决却值得人们认真思考。

9. 复合土钉支护常见形式

根据近些年国内外工程实践，复合土钉支护常见结构形式(图 8-5)有如下几种：

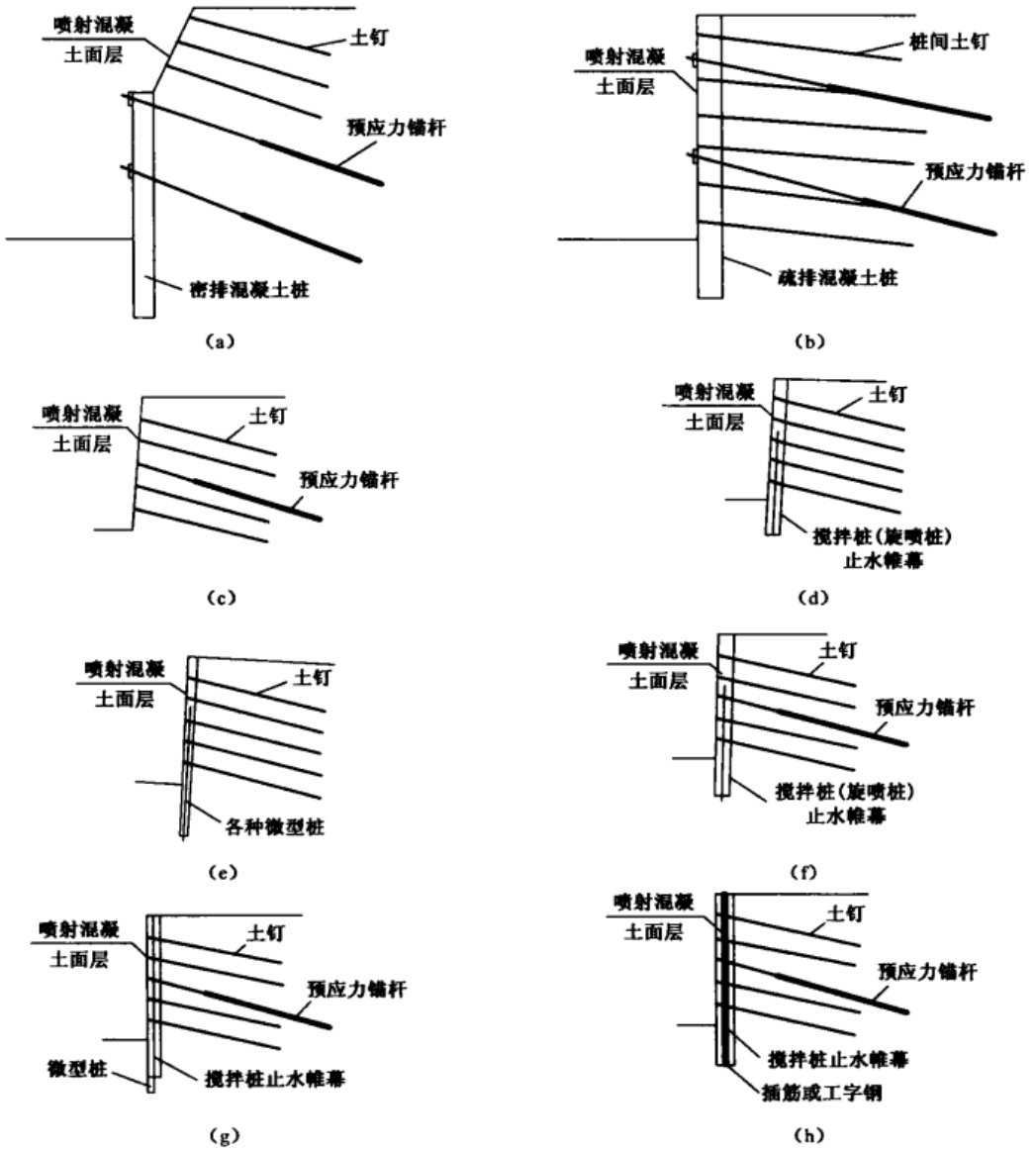


图 8-5　复合土钉支护结构形式

1) 土钉与桩锚复合支护

常见的有两种形式：一种为上部一定深度采用土钉支护，下部采用锚杆支护形式；另一种为沿基坑开挖线以一定间距设置桩锚支护，桩与桩之间再设置土钉。

2) 土钉与预应力锚杆复合支护

预应力锚杆主要特点是通过施加预应力来约束边壁变形，采用土钉与锚杆组合式支

护技术，可有效地控制基坑变形，显著提高基坑边坡的稳定性。特别是在基坑比较深、地质条件、周围环境比较复杂，而对基坑变形又有严格要求时，这种联合支护形式更显示出它的优点。

3）土钉与止水帷幕复合支护

采用止水帷幕结合土钉支护形式，通常在基坑内降水，基坑外不进行降水，避免了土体开挖后土体渗水、土体强度降低，以至不能临时直立而失稳及基底隆起、管涌等问题。

4）土钉与微型桩复合支护

超前微型桩以一定间距间隔布置，主要作用是超前加固开挖面的局部土体，不能止水防渗。对基坑没有防渗止水要求或地下水位较低，不必要进行防渗处理时，可采用该复合支护形式。

5）土钉与止水帷幕、预应力锚杆复合支护

当环境条件不允许降水时，基坑围护需设置止水帷幕，止水后围护结构的变形一般比较大，在基坑较深、变形要求严格的情况下，需要设置预应力锚杆限制基坑变形。一般情况下设置 1～2 排搅拌桩、1～3 排预应力锚杆。

6）土钉与止水帷幕、微型桩、预应力锚杆复合支护

在这种支护型式中，一般设置 2～3 排预应力锚杆，施作搅拌桩或旋喷桩形成止水帷幕，采用型钢桩或直径较大的微型桩。

7）土钉与止水帷幕、插筋、预应力锚杆复合支护

在搅拌桩或旋喷桩中插筋来加强支护结构的抗弯、抗剪性能，在单排桩中常插入型钢，在多排搅拌桩时插入多排钢筋或钢管，形成配筋的止水帷幕墙，再设置多排预应力锚杆。

10. 复合土钉支护工程实例

【工程实例 1】 北京海淀区某基坑工程。

该工程主楼 23 层，地下三层，基坑平面呈不规则长方形，开挖尺寸约为 40 m×90 m，开挖深度 14.9 m。基坑北侧 4 m 外为一道路，东侧距一座五层住宅楼及地下车库仅 4 m，南侧距地铁通风口 7 m，西侧距两座高层住宅楼 10 m。

拟建场地地层自上而下主要是第四纪黏性土、粉土、砂类土及碎石类土的交互层，地下水静止水位埋深为－20 m。

该工程采用土钉与锚杆组合式支护方案，即基坑开挖深度内上部 6 m 采用土钉支护，共布置四排土钉；下部 8.9 m 采用一排锚杆与护桩组成的桩墙支护（图 8-6）。

基坑开挖后，边坡最大水平位移不到 30 mm，地面最大沉降量及边坡水平位移均符合规定要求；达到了基坑变形控制保护的标准，使基坑临近建筑物的使用安全得到了保障。

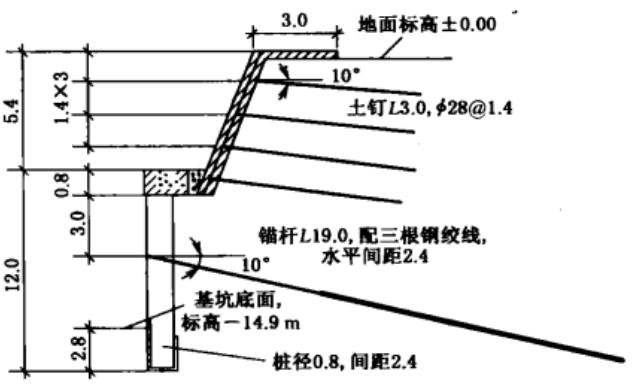


图 8-6 北京海淀区某基坑支护方案（单位：m）

【工程实例 2】 国家建材局北沙沟 10 号改建工程。

位于北京海淀区增光路的国家建材局北沙沟 10 号改建工程，原为六层楼房，重建为 L 形 14—18 层的高层住宅，建筑面积为 27 567 m^2，总高度为 40.00～50.70 m，基础埋深 8.5 m。场地北侧邻近增光路，西侧紧靠六层写字楼，新建工程基础距该楼墙体西边墙仅 20 cm。该楼为砖混结构，基础为钢筋混凝土条形基础，埋深 2.00 m。

场内地质情况如下：第一层为杂填土(0.5～2.6 m)；第二层为粉质黏土，稍湿，可塑状态(0～2.3 m)；第三层为粉土，稍湿，中等密度，局部夹透镜状粉砂(0～2.4 m)；第四层为粉质黏土，稍湿，可塑状态，有透镜状黏土夹层(0.8～1.4 m)；第五层为粉土，中等密度(0～1.4 m)；第六层为中、细砂(4.2～5.7 m)。

采用土钉与预应力锚索复合支护(图 8-7)，第一排锚索设计拉力为 200 kN，现场所有锚索均达到 240 kN，其中一组试验达到 300 kN。第 H 排锚索有 2～8 m 伸至砾石层，锚固力增加，所有锚索均拉到 270 kN，其中一组达到 320 kN 未被拉坏。施工过程中对建筑物附近的沉降和水平位移进行了观测，最大沉降量为 7 mm，边坡水平位移未超过 10 mm。

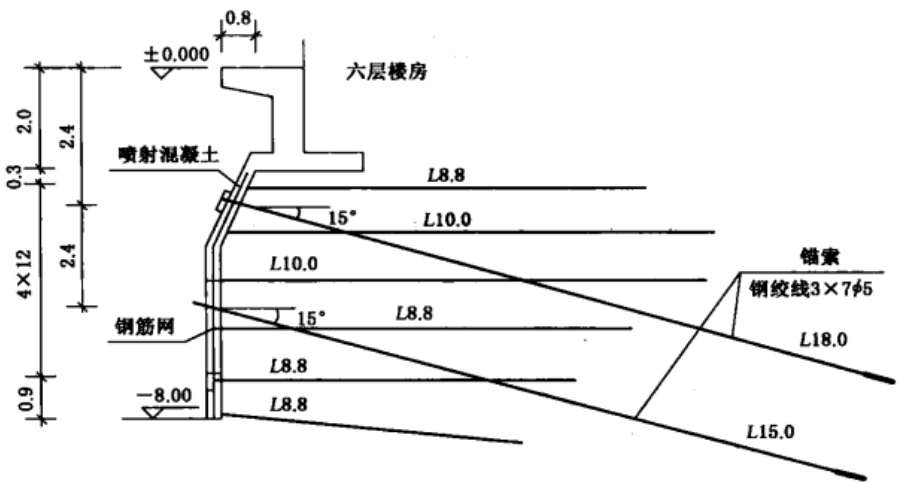


图 8-7 国家建材局北沙沟 10 号工程基坑支护方案(单位：m)

【工程实例 3】 广州海琴湾商住楼基坑支护工程。

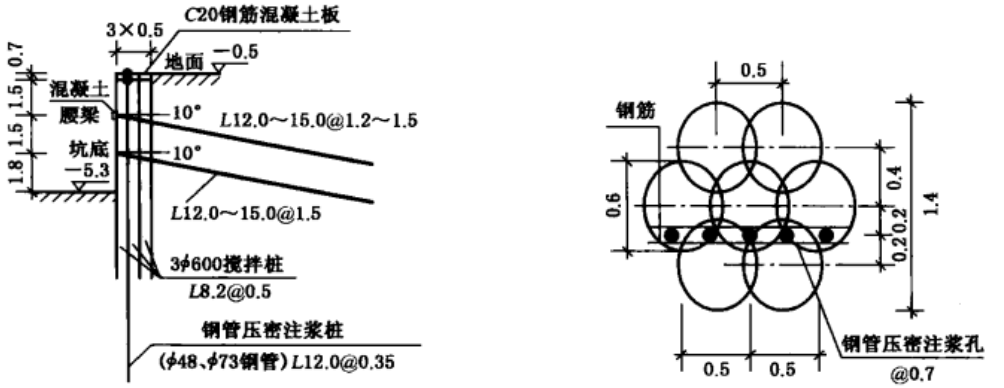
该商住楼位于广州市海珠区下渡路，北邻珠江，拟建三幢 30 层住宅楼，设地下室一层，基坑长 115.3 m，宽 42.8 m，垂直开挖深度 4.8～5.1 m。基坑北侧邻近基坑边为一混凝土路面道路，有机动车行驶，30 m 外为珠江河道；西侧 15 m 外为省水产公司冷冻厂房，离基坑开挖边线 1 m 处为一排一层临建房；南侧离开挖边线 1 m 也为一排一层临建房；基坑东侧为一条在建混凝土路面。

场地地层自上而下为人工填土层(Q_{ml})为杂填土，由建筑垃圾和砂组成，松散(1.10～3.10 m)；冲积层(Q_{al})由细砂、淤泥(淤泥质土)和淤泥质粉砂三个亚层组成，细砂层顶埋深 1.4～2.8 m，厚度为 0.5～5.1 m，平均 2.21 m，饱和，松散；淤泥(淤泥质土)层顶埋深 1.1～6.5 m，厚度 1.4～5.2 m，平均 3.14 m，饱和，流塑—软塑；淤泥质粉砂仅于场区西北角和东侧有分布，层顶埋深 4.7～6.5 m，厚度 0.6～2.85 m，平均 1.79 m，由粉砂加淤泥组成，饱和，松散；残积层(Q_{el})层顶埋深 6.3～8.2 m，厚度为 0.6～4.2 m，平均为 2.16 m，白

粉砂加淤泥组成，饱和，松散；基岩(K2)由白垩系泥质粉砂岩、泥质细砂岩和泥质粗砂岩组成，分为强风化、中风化和微风化，层顶埋深 7.6～12.4 m。

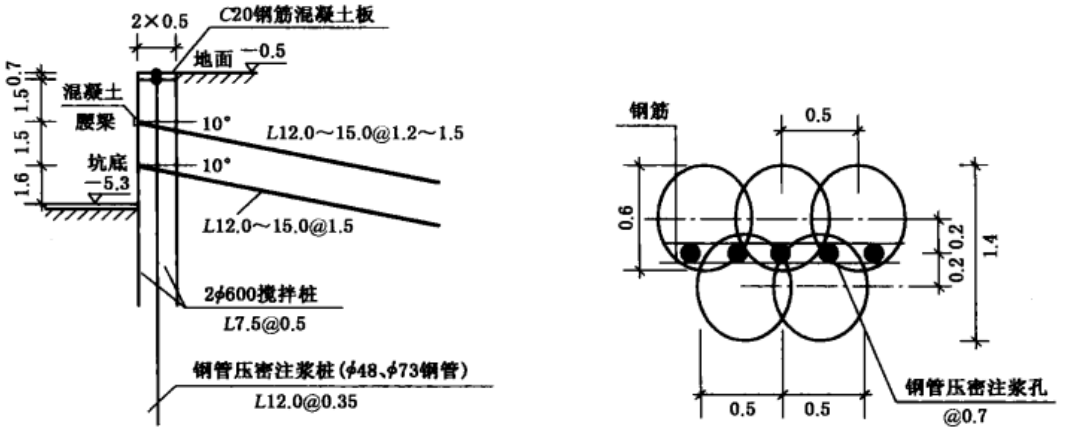
场区紧邻珠江河道，地下水受珠江水侧向直接补给，地下水位与珠江水位一致，埋深 1.0～1.58 m。地下水主要赋存于第四系冲积砂层中，该层空隙大，透水性强，渗透系数在 1.93～34.4 m/d。

根据周边环境条件和坡顶负荷情况，基坑北侧和东侧采用方案一支护(图 8-8)，南侧和西侧采用方案Ⅱ支护(图 8-9)。



(a) 支护断面　　(b) 深层搅拌桩和钢管注浆桩平面

图 8-8　广州琴湾商住楼基坑第 1 支护方案(单位：m)



(a) 支护断面　　(b) 深层搅拌桩和钢管注浆桩平面

图 8-9　广州琴湾商住楼基坑第Ⅱ支护方案(单位：m)

施工过程中，在基坑北侧刚完成第一排土钉施工、有的灌浆尚未完成的情况下，就开始开挖土方，一次开挖到基坑底即－5.1 m，致使该段出现两次险情：第一次发生在 10 号和 11 号观测点处，这两个测点的水平位移分别由 30 mm 和 33 mm 剧增到 95 mm 和 100 mm，坡顶出现宽达 50 mm 的裂缝并有下陷现象，在及时采取回填土的措施后才使险情得到控制，避免了事故的发生；第二次发生在 11～13 号观测点坡段，在施工第二排土钉后发现，搅拌桩身在第二排土钉之下约 300 mm 处出现一条约 10 m 长的横向裂缝，最宽处达 5 mm，在及时回填土方、并在－2.2 m 处通长设置 30c 槽钢并用 125b 字钢斜撑支于

基坑内工程桩头上后，才避免了事故的发生。

上述险情是由于超挖引起的，经加固后的该段边坡在后续施工期间是安全稳定的。基坑其他各段边坡的土钉施工基本上按设计要求，做到分层开挖、分层支护，在整个开挖支护施工过程中一直处于安全稳定状态。

【工程实例 4】 深圳得景大厦基坑工程。

该工程地处景田住宅小区内，新洲河边，主楼由两幢 32 层塔楼及四层裙房组成，设两层地下室，地下室基坑深度为 8.4 m。基坑三面邻近既有建筑物，一面邻近新洲河辅道，场地周围埋有煤气管、上水管等管网。

地层自上而下分别为填土、黏土，4～9.5 m 厚的中粗砂层及花岗岩残积土；地下水主要赋存于中粗砂层，水量丰沛，稳定水位埋深 3 m。

采用土钉与三重管高压旋喷桩帷幕相结合的复合支护（图 8-10）。旋喷桩设计桩径为 1.2 m，桩中心距 1 m，桩与桩相互搭接形成连锁状帷幕。帷幕深入相对不透水层（残积土层）深度为 1.5 m。土钉杆体分别采用单根 Φ25～Φ32 螺纹钢筋，水平与竖向间距均为 1.2 m。从基坑施工至地下室施工完毕，实测基坑边坡位移均小于 10 mm。

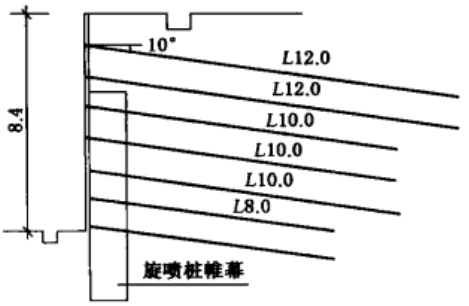


图 8-10 深圳得景大厦基坑支护方案（单位：m）

【工程实例 5】 上海紫都辛庄 C 栋楼基坑工程。

该工程位于沪闵路以东约 50 m，C 栋主楼为 27 层及五层连接裙楼组成，设一层地下室。基坑周长约 212 m，宽约为 40 m，基坑深度为 4.1 m，5.2 m 和 7.1 m 三种，其中最深基坑的长度为 22 m。基坑西侧约 15 m 处有地下管线；东侧距基坑 1.5 m 处是一条道路，距基坑约 5 m 处立有轨道式 60 t 吊车；距基坑南侧 5 m 处为三层建筑施工住房。

场地地质条件自上而下由素填土、饱和粉质黏土层、灰色淤泥质黏土层（流塑状，高压缩性）组成。场地地下水属潜水类型，水位埋深在 0.65～1.30 m 之间。

采用轻型井管降水、土钉与微型桩复合支护。微型桩的插入深度要超出深部滑裂面以外，并进行压力注浆。基坑深度为 7.10 mm区段的支护参数如图 8-11 所示。土钉水平间距均为 1.1 m，钢筋直径均为 ϕ25。

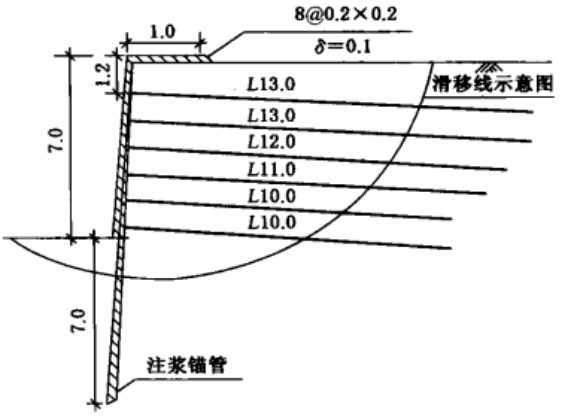


图 8-11 上海紫都莘庄 C 栋楼基坑支护方案（单位：m）

11. 复合土钉支护作用原理

基坑开挖以前，地层处于平衡受力状态。基坑开挖打破了这种平衡，对局部地层大幅度减载，并引起地层状态改变。首先，地层中将产生应力重分布，基坑周围土体中的应力将增加，尤其是基坑边坡附近土体应力增加较多；其次，开挖面附近土体的侧向约束被取

消，其承载力降低；第三，打破了地下水的平衡，出现渗流，产生渗透压力并对土骨架的稳定构成威胁。因此，基坑周围某些局部土体将达到极限强度而产生塑性流动，导致基坑周围出现水平位移和沉降，甚至使边坡失稳破坏。

基坑支护就是通过一定构造措施承受开挖引起的荷载，尽量保持土体原有的受力状态，阻止地下水的渗流。复合上钉支护就是为满足这些要求而发展起来的基坑支护新技术，结构形式灵活多样，针对性强，措施有效。其支护作用归纳为以下几个方面：

1）分担荷载作用

土钉与桩、锚支护体系的设计思路是通过土钉来调动土体浅部滑裂面外潜能，通过预应力锚杆的预应力来调动土体深部潜能，通过密排微型桩的被动挡土作用控制土层开挖过程中的侧向位移，主动支护与被动支护有机地结合，大大提高边坡的稳定性，有效地控制开挖过程中的坡顶变形量。若完全采用锚杆与桩墙支护体系，需要多层锚杆或支承，且护壁桩所承受的水平力过大，为满足受弯要求需增加护壁桩的配筋。采用土钉和锚杆、桩联合，即上部一定深度采用土钉支护，下部采用桩锚支护型式进行深基坑支护，基坑上部的土钉承受一部分水平荷载，并使得桩的长度缩短，所承受的弯矩也相应减小，因此护壁桩可采用较小的截面尺寸和配筋量。

采用土钉和核、锚联合支护技术，即沿基坑开挖线以一定间距设置桩、锚支护，桩与桩之间再设置土钉，桩间土钉有两方面的作用：一是稳定桩间的局部土体，承受一部分土压力荷载；二是通过注浆对土体起到加固作用，减少作用在护壁桩上的土压力。这种联合型式可减少桩承受的土压力，从而减少桩的设置数量。

止水帷幕和微型桩也有分担荷载的作用。通过提前设置的止水帷幕和微型桩，可提高支护体系的抗弯刚度、抗倾覆能力和抗剪能力，分担一部分土压力荷载，控制开挖过程中的侧向位移，提高基坑边坡的稳定性。

2）止水抗渗作用

止水帷幕除了分担荷载作用外，还起止水抗渗作用，其作用机理主要有两方面：一是提高基坑边壁土体的自稳性及隔水性，当边壁土体含水量较大时，网喷混凝土面层不易与土体黏结在一起，若喷层直接喷在水泥土搅拌桩或旋喷桩上，则很容易黏结在一起；二是在软弱富水地层中，由于水泥土比原状土的力学性能有所改善，当水泥土桩置于基底以下一定深度（入土比在 0.7～1.0 之间）后，对抵抗基底隆起、管涌等起重要作用。

3）传递荷载作用

在土钉与预应力锚杆复合支护中，基坑边壁通过土钉注浆体的挤压和渗透，改变了原土体的黏聚力、摩擦角和弹性模量等参数，使土体的物理力学性质明显不同于原地质体，而成为一种强度较高的、新的地质体。这种地质体能够满足预应力锚杆的施作要求，为预应力锚杆与土钉联合支护提供了可能。预应力锚杆锚固段设置在较好的土层中或锚固段设置在估算的滑移面以外，通过预加应力限制基坑的位移，把土压力荷载传递到深部的稳定地层中，调动深部稳定地层的潜能，土钉支护体系、锚杆、深部稳定土层紧密联系在一起，共同承受荷载，使边壁稳定并减小位移。

4）局部稳定作用

在复合支护体系中许多部件起到稳定局部土体的作用，如喷射混凝土面层、止水帷幕、桩间土钉等。喷射混凝土面层背后的土压力大小与面层刚度有关，其压力的合力值比

朗金主动低得多，表明在土钉支护中面层的作用与一般挡土墙完全不同，只是起到稳定局部土体作用。在土打与止水帷幕复合支护中，搅拌桩或旋喷桩的水泥掺量较常规搅拌桩或旋喷桩为高，并常选用早强型水泥品种，桩身强度一般可达 1～3 MPa，除止水功能外，常有加固地层和稳定开挖面的作用。在土钉与桩锚支护复合支护体系中，桩间土钉的作用之一就是承受一部分土压力荷载，稳定桩间的局部土体。

5）超前加固作用

在复合土钉支护中，钻孔灌注桩、水泥土搅拌桩、微型桩等措施对邻近开挖面的土体起到超前加固作用，其中通过注浆形成的微型桩的超前加固作用更为明显。在注浆压力作用下，浆液沿软弱土层、土壤孔隙扩散，尤其是在砂、砾、卵石层中，由于水泥浆体被挤压扩散到松散的砂、砾、卵石层中，形成固结体，大大提高了边坡开挖过程中的稳定性，有效地控制了开挖过程中的坡顶变形量。

8.2 预应力锚杆柔性支护法

预应力锚杆柔性支护法是用于基坑开挖和边坡稳定的一种新的支挡技术，是由预应力锚杆与喷射混凝土面层或木板面层结合而成的一种支护方法。由于强大预应力的作用，改变了基坑的受力状态，减小了基坑坑壁位移，因此，预应力锚杆柔性支护法特别适用于位移控制要求严格的基坑及超深基坑的支护。

1. 基本组成

预应力锚杆柔性支护法由预应力锚杆（索）、面层、锚下承载结构和排水系统组成，如图 8-12 所示。

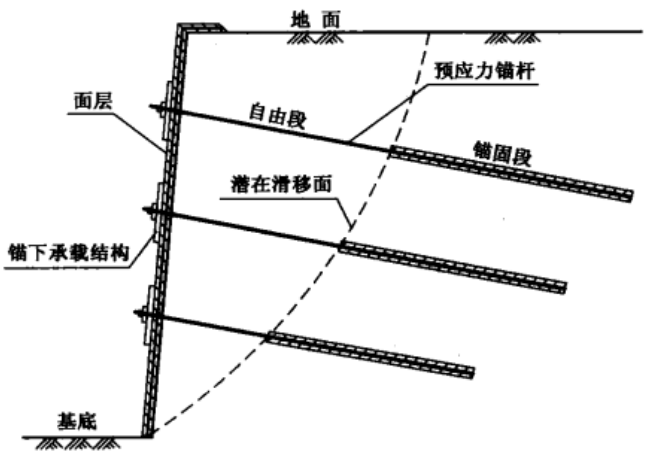


图 8-12 预应力锚杆柔性支护法构造

预应力锚杆分为自由段和锚固段，锚固段设置于潜在滑移面外的稳定土体中。预应力锚杆（索）可以采用拉力型、压力型或压力分散型等形式；预应力锚杆杆体可以采用钢筋、钢管、钢绞线等。

面层是预应力锚杆柔性支护法的不可缺少的组成部分，常采用挂钢筋网喷射混凝土，也可以采用薄板或者将薄板和喷射混凝土结合共同用作面层。由于面层厚度薄，相对于传统的桩锚支护、地下连续墙等支护而言，其刚度要小得多，柔性大，这就是称之为预应力锚杆柔性支护法的缘由，以示与桩锚支护的区别。

锚下承载结构简称锚下结构，是预应力锚杆柔性支护法的重要组成部分。在锚杆上施加的预应力通过锚下承载结构传递至需要锚固的岩土体上。锚下结构通常由型钢（工字钢、槽钢）、垫板、锚具组成。型钢可竖直分段放置，也可水平多跨连续放置或通长连续放置。

排水系统，通常设置地面排水沟，将地表水排走，防止地表水渗透到土体中。在地下

水位以下的坑壁上设泄水孔，以便将喷射混凝土面层背后的水排走。在基坑底部应设排水沟和集水坑，必要时采用井点降水法降低地下水位。

2. 主要特点

在安全、经济、快捷的设计原则下，与其他支护方法相比，特别是在下面几种情况下的基坑，预应力锚杆柔性支护法表现出很强的竞争力。

1）位移控制严格的基坑

由众多预应力锚杆形成的系统锚杆，其强大的预应力可以有效地控制坑壁位移。

2）深度大的基坑

目前，土钉支护基坑最大深度是 21 m，土钉支护基坑的极限深度较难确定。但支护深度再增加，则容易导致变形过大，会造成严重的环境安全问题。而采用预应力锚杆柔性支护法则既可解决超深基坑的支护问题，同时又能做到造价上相对低廉、施工方便、工期短。目前国内采用预应力锚杆柔性支护法的最深基坑是大连远洋大厦深基坑支护，深度达 25.6 m，该基坑地处市中心地带，四周紧靠建筑物和交通干道，而变形控制良好，建筑物未出现任何不良问题。

3）钻孔费用高的基坑

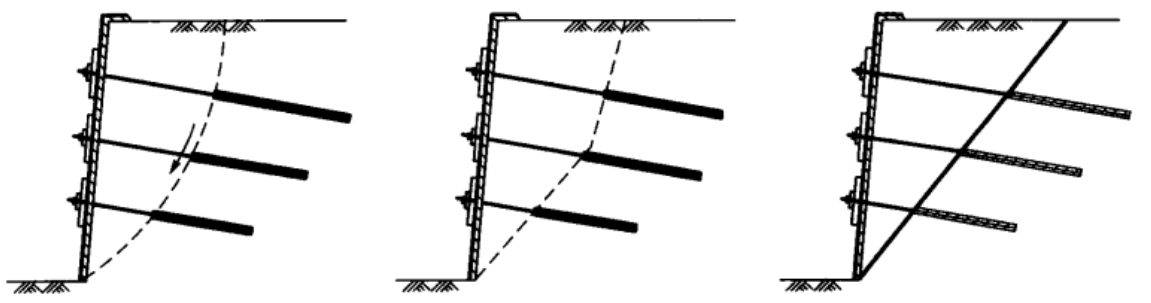
对于土钉支护而言，其单钉承载力小，土钉密度大，因此其钻孔的数量大，对钻孔费用较高地层，如风化岩、碎石等；土钉支护在工程造价上未必是经济的，因为钻孔费用的增加提高了土钉支护的单位造价。而上述岩土层的抗剪强度高，恰恰适合于抗拔力高的预应力锚杆，因此这对锚杆密度相对稀疏的预应力锚杆柔性支护法而言，往往是经济的。

3. 设计计算

对支护结构的设计计算，在理论分析上主要采用极限平衡法，此方法需要假定各种可能的破坏面位置，从中寻找临界破坏面，并满足规定的安全系数的要求。

1）稳定性分析

稳定分析对破坏模式的合理选择具有依赖性。基坑破坏模式在一定程度上揭示了基坑破坏形态和破坏机理，因此，可以说是稳定分析的基础。所谓稳定分析是按照基坑的某一种破坏形态和破坏机理，根据岩土工程条件、荷载条件以及支护情况所进行的定量的受力平衡分析。离开破坏模式的稳定分析必然具有某种盲目性。基坑的破坏有很多类型，根据不同的岩土层条件可能发生不同的破坏模式，如图 8-13 所示。



（a）沿圆弧滑动　　（b）沿折线滑动　　（c）沿软弱结构面滑动

图 8-13　基坑失稳破坏模式

将传统的用于边坡稳定分析的旧极限平衡法用于基坑稳定分析时，除考虑岩土体的力学指标外，尚应考虑预应力锚杆的作用。如图 8-14 所示，假定基坑的破坏模式为平面破坏，其机理是自重及附加荷载作用下岩土体内产生的剪应力超过层面结构面的抗剪强度而导致不稳定岩土体作顺层滑动。

取单位长度支护作设计计算，根据法向力平衡和切向力平衡，可得

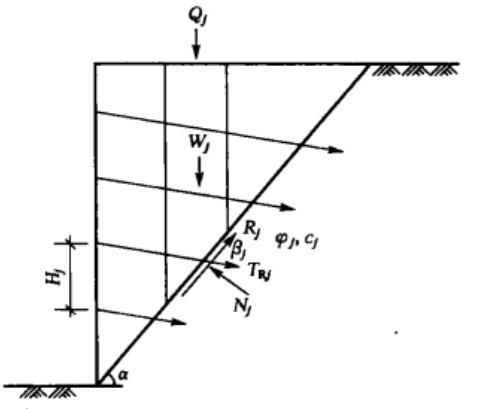


图 8-14　平面破坏受力分析

$$S_f = \sum\left[(W_i + Q_i)\cos\alpha + \frac{T_{Rj}}{S_H}\sin\beta_j\right]\tan\varphi_j + c_j H_j/\sin\alpha + \frac{T_{Rj}}{S_H}\cos\beta_j$$

$$S = \sum(W_j + Q_j)\sin\alpha$$

式中　S_f——岩土体破坏面上的抗滑力；

S——岩土体破坏面上的下滑力；

w_f，Q_f——作用在第 f 层岩土层上的自重与地面荷载；

φ_j，c_j——第 j 层岩土层中土体的内摩擦角与黏聚力；

α——破坏面与水平面的夹角；

β_j——第 j 层岩土层上锚杆与破坏面的夹角；

T_{Rj}——预应力锚杆的承载力；

S_H——预应力锚杆的水平间距；

H_j——第 j 层岩土层的厚度。

破坏面上的抗滑力与下滑力之比即为基坑边壁的稳定性安全系数

$$K = \frac{S_f}{S} = \frac{\sum[(W_i + Q_i)\cos\alpha\tan\varphi_j + c_j H_j/\sin\alpha] + \sum\left[\frac{T_{Rj}}{S_H}(\sin\beta_j\tan\varphi_j + \cos\beta_j)\right]}{\sum(W_j + Q_j)\sin\alpha}$$

2）锚杆内力计算分析

锚杆在使用阶段的内力可近似地用每根锚杆分担的基坑坑壁面积与作用在锚杆处的侧向压力值的乘积表示，即

$$T\cos\theta = S_h S_v p$$

式中　θ——锚杆与水平线的倾角；

S_h，S_v——锚杆的水平间距和竖直间距；

p——锚杆所在高程位置处的侧向压力值。

3）锚杆承载力计算分析

锚杆计算时一般不计其抗剪、抗弯作用，假定锚杆为受拉工作状态。锚杆的承载力取决于以下三种破坏：锚杆杆体强度破坏；锚固体从岩土体中拔出破坏；锚下承载结构破坏。

锚杆的承载力从下三式计算中直接取较小者。

杆体抗拉承载力：

$$T_1 = \frac{\pi}{4} d^2 f_{yk}$$

锚杆抗拔承载力：

$$T_2 = \frac{\pi D l_a \tau_k}{\gamma}$$

锚下结构承载力：

$$T_3 = \min(R_1, R_2, R_3)$$

式中 d，f_{yk}——锚杆杆体的直径和强度标准值；

D，l_a——钻孔的直径和锚固段长度；

τ_k——锚固体与岩土体间摩擦力；

γ——影响系数，通常取 1.2，主要考虑岩土体摩擦力的离散性大，在相同安全系数下比其他两项承载力的可靠性程度差，因此，适当增加一些安全储备；

R_1——锚下冲剪强度，按《混凝土结构设计规范》中的规定计算；

R_2——锚具抗拉强度，根据螺杆直径计算其强度，对于锚索有相对应的锚具；

R_3——锚下承载体的承载力，由型钢的强度和稳定计算确定。

4. 力学行为

数值计算方法用于岩土工程问题的分析已很普遍，但其有效性和可靠性经常受到质疑。由于地基土体的复杂性和不确定性，数值计算方法用于岩土工程问题的确有一定的困难，主要在于土的本构模型（包括模型参数）的确定。

以大连某基坑工程为例，应用二维有限差分计算程序 FLAC 对预应力锚杆柔性支护法的力学行为进行数值模拟研究，为了便于比较分析，同时也给出相同条件下土钉支护的计算结果。

1）水平位移的分布

预应力锚杆支护下基坑水平位移呈曲线分布，位移最大值发生在基坑顶面，随深度的增加而逐渐减小。从图 8-15 中可以看出，相同条件下土钉支护的水平位移远大于预应力锚杆支护产生的水平位移，间距为 2 m 土钉支护的位移是 81 mm，间距为 1.5 m，土钉支护的位移为 68 mm，而预应力锚杆支护的最大水平位移仅为 26 mm。

2）预应力大小对基坑变形的影响

如图 8-16 所示，在相同条件下，基坑水平位移随预应力的加大而变小。预应力值等于零时，基坑最大水平位移为 70 mm；当预应力施加至 100 kN 时，最大水平位移减小至 47 mm；当预应力施加至 200 kN 时，最大水平位移减小至 33 mm，位移减幅比较大；但预应力值大于 300 kN 时，随预应力增大、位移减小的幅度变小，即预应力超过一定值后对限制基坑位移的效果不明显，但此时的位移值已比较小，能满足工程的要求。

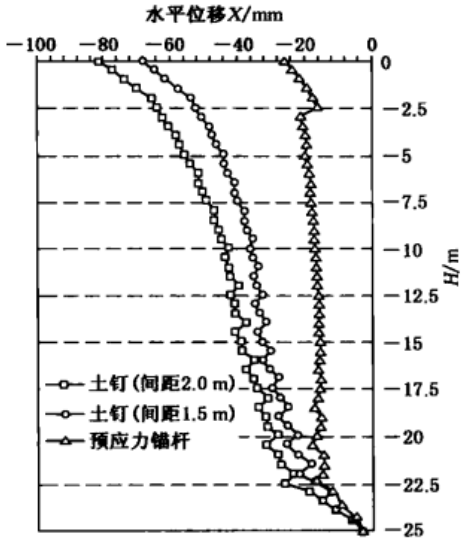


图 8-15　不同支护条件下基坑的水平位移分布

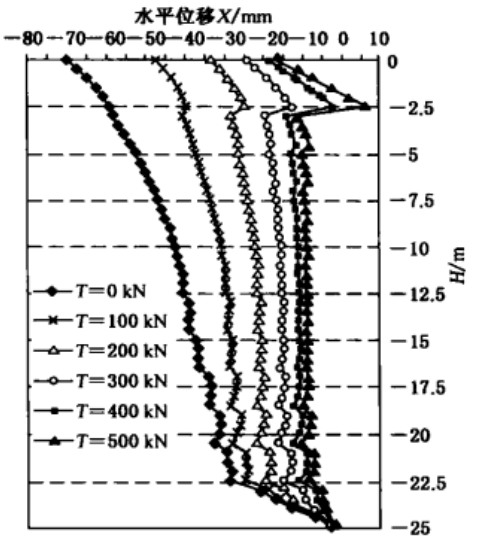


图 8-16　不同预应力条件下基坑的水平位移分布

3）轴向拉力分布

图 8-17 为预应力锚杆支护下各层锚杆轴力分布图，从图中可以看出，锚杆轴力最大值在自由段，且在自由段轴力相同，在锚固段逐渐减小，末端为零；各层锚杆轴向拉力分布曲线形态相似，但各层锚杆轴力大小不同。图 8-18 为土钉支护轴力分布图，从图中可以看出，土钉轴力沿其长度呈凸曲线分布，最大轴力出现在土钉中部，向两侧逐渐递减，土钉末端为零，外端递减至一个较小值，该轴向拉力由土钉端部承担，因此土钉端部承担的值较小。

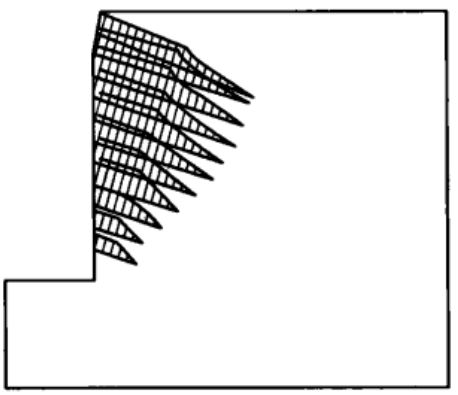


图 8-17　预应力锚杆支护条件下各层轴力分布

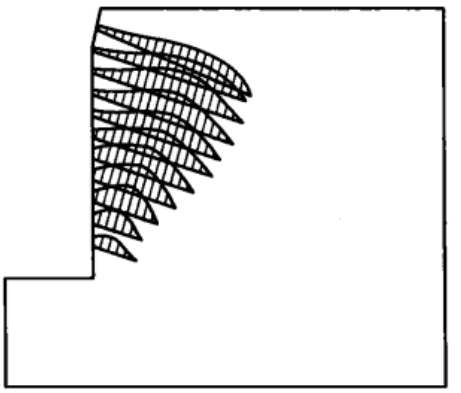
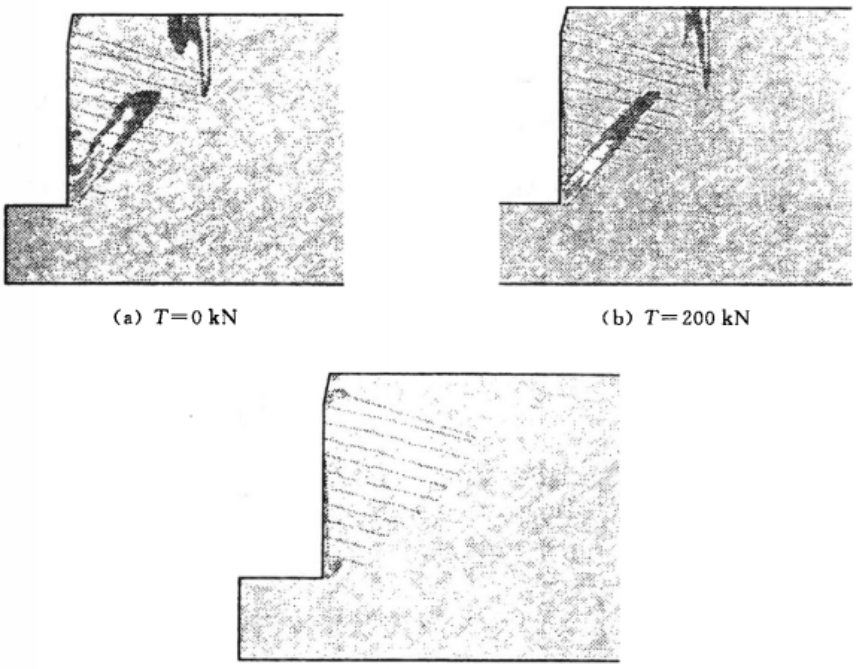


图 8-18　土钉支护条件下各层轴力分布

4）预应力大小对基坑滑移场的影响

从理论上讲，由于锚杆预应力存在，减小了基坑坑壁位移，约束了岩土体的滑动，减小了岩土体的剪切变形，当然也减小了潜在滑动面上岩土体的剪切变形，延缓岩土体塑性区的发生，缩小了潜在滑移区的范围，图 8-19 为锚杆支护在不同预应力条件下的基坑滑移场分布。从图中可以看出，随着锚杆预应力值的增加，潜在滑移面上剪切应变减小，滑移区变小，当预应力大于 400 kN 后，滑移区大范围消失，只在基坑底隅处尚有小范围存在。因此，锚杆的预应力不仅减小了基坑变形，缩小了基坑岩土体塑性区的范围，延缓或阻止

了岩土体潜在滑动区的出现。



(a) $T=0$ kN　　(b) $T=200$ kN

(c) $T=500$ kN

图 8-19　不同预应力条件下基坑的滑移场分布

图 8-20 给出了土钉支护条件下基坑的滑移场分布。在土钉支护情况下，滑移区范围比无支护状态略小，但也基本相互连通，此种情况下基坑位移已很大，因此土钉支护很难保证基坑的稳定性，破坏的形态为基坑上部开裂、下部滑动。由此可见，土钉支护用于超深基坑是值得探讨的。

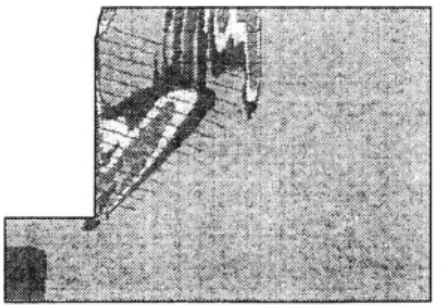


图 8-20　土钉支护条件下基坑的滑移场分布

5. 工程实例

大连胜利广场深基坑支护工程于 1993 年开始施工。在这个时期我国高层建筑大量兴建，基坑支护基本上采用传统的支护方法，同时新的支护形式不断出现，并在工程中尝试应用，如土钉支护方法也是在这个时期发展和应用的。预应力锚杆柔性支护法作为一种新的支护方法，在施工工期、工程造价上具有很强的优势，尤其是该方法在基坑位移控制上更表现其突出优点。

根据场区地质构造、岩性分析、地下管网等情况，采用不同的支护方式：①基坑东壁及南壁采用预应力锚杆柔性支护法；②基坑西壁及北壁采用灌注桩与预应力锚索联合支护。基坑西壁离基坑 4～5 m 处有一平行于基坑的大断面排污暗渠，根据计算，第一层锚杆位置设在距地面 8 m 处才能通过该暗渠，在这种情况下无法使用预应力锚杆柔性支护法施工。因此，采用传统的灌注桩与预应力锚索联合支护。基坑北壁地层依次为：第四系覆盖层、强风化板岩，强风化板岩倾向由北向南，层理发育，且有软弱夹层，自立高度低，从地质

条件上讲是不利的，加之北邻东西交通干路，在这种情况下，采用了比较保守的桩锚联合支护形式。初步围岩分类见表 8-1，设计参数见表 8-2。

表 8-1　　初步围岩分类

岩质类型	岩体结构特征		围岩分类	
			类别范围	备注
A 硬质岩（R_b>30 MPa）	整体状结构		Ⅰ—Ⅱ	坚硬岩定Ⅰ类，中硬岩定Ⅱ类
	块状结构		Ⅱ—Ⅲ	坚硬岩定Ⅱ类，中硬岩定Ⅲ类
	层状结构	单一层状结构	Ⅱ—Ⅲ	一般坚硬岩定Ⅱ类，中硬岩定Ⅲ类；陡倾岩层，且岩层走向与洞轴线近乎平行时定Ⅲ类
		互层或薄层状结构	Ⅲ—Ⅳ	一般定Ⅲ类，陡倾岩层，且岩层走向与轴线近乎平行时定Ⅳ类
	碎裂结构	镶嵌碎裂结构	Ⅲ—Ⅳ	一般定Ⅲ类，推测夹泥裂隙较多或有地下水时定Ⅳ类
		层状及夹泥碎裂结构	Ⅳ—Ⅴ	推测无地下水时定Ⅳ类，有地下水时定Ⅴ类
	散体结构	散块状结构	Ⅳ—Ⅴ	一般定Ⅳ类；推测夹泥裂隙很多或有地下水时定Ⅴ类
		散体状结构	Ⅴ	推测有地下水时应作为特殊岩类
B 软质岩（R_b为 5～30 MPa）	整体状结构		Ⅲ—Ⅳ	较软岩一般定Ⅲ类，推测有地下水时定Ⅳ类；软岩一般定Ⅳ类，推测地下水时定Ⅴ类
	块状结构		Ⅳ—Ⅴ	一般定Ⅳ类，推测有地下水时定Ⅴ类
	层状结构		Ⅳ—Ⅴ	以较软岩为主时一般定Ⅳ类；以软岩为主，无地下水时可定Ⅳ类，推测有地下水时定Ⅴ类
	碎裂结构		Ⅳ—Ⅴ	一般定Ⅴ类；推测无地下水的较软岩可定Ⅳ类
	散体状结构		Ⅴ	推测有地下水时应作为特殊岩类
C 特殊岩类和土	特软岩（R_b<5 MPa）	无意义	Vc	Ⅴ类中的特软岩类
	特殊岩石和土	无意义	—	通过试验确定

表 8-2　　设计参考用岩体物理力学参数

围岩 / 类别	表线密度 γ/（kN/m³）	黏聚力 c/MPa	内摩擦角 φ/（°）	弹性模量 E($\times 10^3$)/MPa	泊松比 μ
Ⅰ	27～30	3～8	>55	>25	<0.2
Ⅱ	25～28	1.2～3	45～55	15～25	0.2～0.25
Ⅲ	23～26	0.4～1.2	35～45	4～15	0.25～0.3
Ⅳ	21～25	0.1～0.4	25～35	0.8～5	0.3～0.4
Ⅴ	20～24	<0.1	<30	<1	>0.4

注：Ⅲ类以下围岩，软质岩取下限；硬质岩体质量指标靠近上限时取上限，靠近下限时取下限。

该基坑的开挖平面布置如图8-21所示，预应力锚杆柔性支护典型剖面见图8-22。该处基坑深度达22.2 m，共设置12排预应力锚杆，长7～19 m，竖向间距1.8 m，水平间距1.6 m。锚杆采用ϕ28的Ⅱ级钢筋，除第一排采用一根ϕ28钢筋以外，其余均采用两根ϕ28钢筋。其中第一排锚杆倾角30°，第二排倾角25°，其余锚杆倾角均为20°。第一排锚杆的设计张位值100 kN，其余锚杆的设计张拉值均为150 kN。基坑面层采用钢筋网喷射混凝土，钢筋网采用ϕ8@150×150，混凝土强度等级为C20，喷射厚度为150 mm。为防止上部土体坍塌下滑，在第一、第二排锚杆处设置竖向槽钢。为了便于施工，从第三排开始，槽钢水平放置，均采用[槽钢，用作锚下承载结构。

预应力锚杆支护法在大连胜利广场的成功应用，促进了该方法在大连地区基坑支护中的广泛应用。该基坑工程支护面积为人民币14 000 m^2，其中桩锚支护和预应力锚杆柔性支护各占一半。桩锚支护工程造价人民币1 200万元，预应力锚杆柔性支护造价为人民币470万，只相当传统桩锚支护造价的40%左右，节省人民币730万元。由此可见，预应力锚杆柔性支护法在工程造价上是非常经济的。

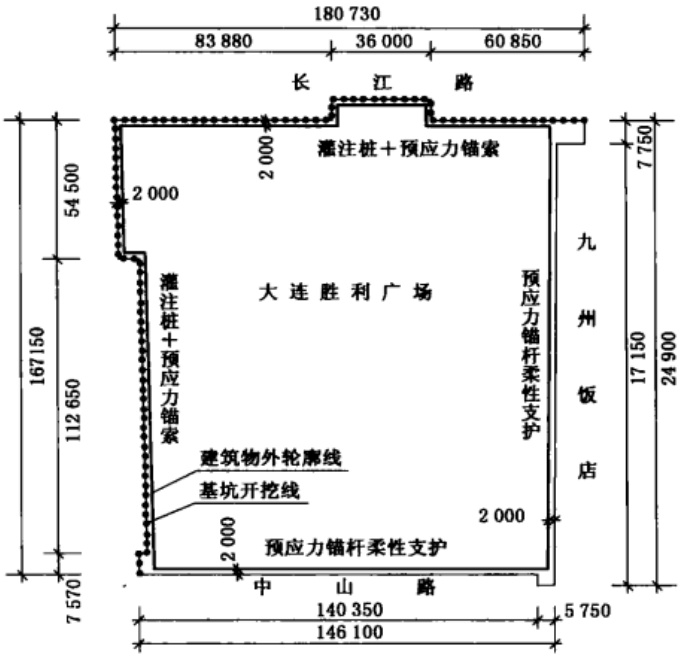


图8-21　基坑平面布置图

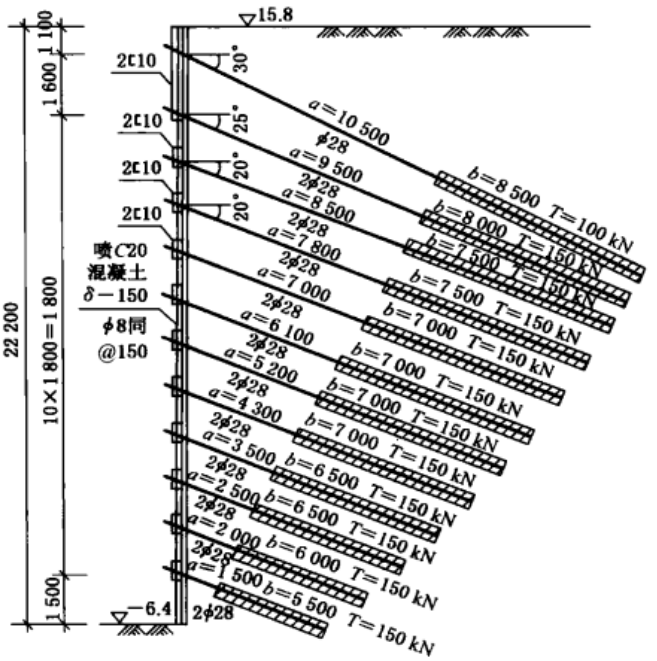


图8-22　基坑剖面布置图

9 深基坑与边坡支护事故处理经验录

近年来，全国各大城市的基坑与边坡工程呈现以下几个特点：

1）紧——即场地紧凑

市区大规模的改造与开发，其中，不少以土地批租或出让形式吸引外资、内资进行开发，为充分利用土地资源，常要求建筑物地下室做足红线。这就增加了支护结构设计的难度，给施工也带来了困难。特别是在基坑四周紧贴原有建筑物、地下管线和其他地下电缆、煤气管道的情况下，环境保护已成为突出问题，设计或施工不当，均会对环境造成不利影响。

2）近——同时开工或相继开工的工程项目距离很近

尤其是新开发区及市区旧房拆迁改造区，土地成片开发形成同一地块上的工程项目争相上马以及新建房与旧有房毗邻很近。如北京王府井大厦与原王府井百货大楼基础相距仅 8 cm，由于相邻工程距离太近，有的共用一条红线，有的形成地下室连通，因此，相互干扰的矛盾极为突出，稍有不慎，就会导致围护墙坍塌，工程桩移位等工程事故。

3）深——随着地下空间的开发利用，基坑越来越深

目前，地下室最深的是地下六层深度达－26.2 m，一般地下室均在两层以上，开挖深度大（包括底板厚度在 10 m 以上），这就在软土地区对基坑支护结构设计理论和施工技术提出了更难的要求。

4）大——基坑的规模与尺寸越来越大

以前，往往是一个单体一个基坑，平面尺寸在 50 m×50 m 左右，面积约 3 000 m^2 已很可观了。现在，几幢高层建筑连同裙房、地下车库置于一个大底盘上的设计频频出现，基坑平面尺寸达 100 m×100 m，100 m×200 m；基坑面积达 10 000～20 000 m^2，甚至更大。如上海浦东金茂大厦，地下三层面积约 6 万 m^2，基坑开挖面积近 2 万 m^2；如北京东方广场，基坑开挖范围东西长约 480 m，南北宽约 190 m，开挖深度达 15～23 m，土方量达 176 万 m^3，基坑开挖面积是 9 万多 m^2。又如北京国家大剧院埋深－26.0 m 歌剧院台仓基础埋深－32.5 m，基坑面积 3.5 万多 m^2。这种大型基坑地下室，至少三层，基坑开挖深度均在 15 m 以上，这类基坑在支护结构的设计中，特别是支撑系统的布置、围护墙的位移及坑底抗隆起的控制等均有相当大的难度。

对于基坑工程的上述新情况、新特点，目前工程部门尚缺乏足够的思想准备，以致在基坑支护结构的设计和施工方面带有一定的盲目性，出现了较多的基坑支护的工程质量事故。据不完全统计，有严重后果的，如支护结构坍塌或大量位移，支撑失稳，坑底隆起，支护桩断裂或位移，邻近建（构）筑和地下电缆、管线损坏，等等。据全国不完全统计，约有 1 200 多起（本书收集到的支护事故也有 522 起）。

由于基坑支护事故的频频发生，又一度出现使基坑支护设计趋于保守，不适当地提高安全度，放大支护桩的直径和支撑断面，造成同一个基坑设计方案，其工程造价就相差几百万，甚至上千万。为了避免这类事情的不断发生，本书特提出深基坑与边坡支护处理经

验录，作为处理基坑与边坡支护的注意要点，可供有关单位工程技术人员参考。

9.1 岩土勘察要细要准

基坑工程的岩土勘察宜与主体建筑的地基勘察同时进行，制定勘察方案时，应结合基坑工程支护设计与施工的要求统一布置勘察工作量，当已有勘察资料不能满足基坑工程设计要求时，应进行补充勘察。

根据基坑工程发生的大量坍塌和质量事故分析，多数是对浅层地基没有足够重视和施工措施等方面存在不当或疏忽所引起的。当浅层存在不良地质现象、夹砂薄层或地下障碍物时，更应引起足够的重视，进行适当的补钻和加钻。根据实践经验，基坑支护系统范围内的不良地质现象，包括暗浜、地下管线、电缆、地下障碍物等，对其分布及埋藏情况都应予以查明。对于设计要求较高的一级基坑和一些复杂的、有特殊要求的基坑，应采用多种勘探测试手段，综合分析和评价土层的特性和设计参数，以取得可靠的地质资料和参数。

基坑工程勘探测试孔的深度应满足支护结构稳定性验算的要求，根据工程经验，支护结构的插入深度为$(0.8\sim1.2)h$(h 为基坑深度)，因而勘探测试孔的深度确定为基坑开挖深度的 2 倍。采取不扰动土样与原位测试的竖向间距以 1～2 m 为宜，对淤泥质土层宜采用薄壁取土器压入取样，以确保取样的质量。

地下水主要是浅部黏性土层中的潜水和粉性土、砂土中的微承压水，对基坑工程开挖施工有较大的影响，特别是粉性土或砂土中的微承压水影响最大。在开挖基坑过程中，由于水头差引起的渗漏，严重时，会产生“流砂”的突涌，给施工开挖及邻近建构筑物和地下管线带来危害，因此，要求钻探过程中必须及时测量地下水的初见水位和静止水位。例如，某大厦基坑工程在开挖过程中，挖到 10 多 m 时，曾发生过基坑底冒水和涌砂现象，影响了基坑的开挖施工，后经灌水泥浆封堵钻孔将冒水通道堵死，才得以保证基坑的继续开挖和基础底板施工的顺利进行。

9.2 土的物理力学参数的测定要全、取值要合理

土的测试参数正确性和测试方法的可靠性是确保基坑支护工程设计质量和施工安全的重要依据，应根据基坑、工程的等级、支护结构的类型以及设计和施工的要求选择和确定。

对于三级基坑仅限于开挖深度不大、环境要求不高的场合，而多数设计者习惯采用直剪固结快剪峰值指标，但对渗透系数$>10^{-6}$ cm/s 的土不宜采用直剪仪。对开挖深度为 4～7 m 的基坑，该范围内的土层，根据上海地区的土层特性，夹砂较多，当隔水措施不良时，常会发生支护墙体渗漏，基坑涌砂，引起邻近地面下沉等工程质量事故。例如，上海豫园商厦的基坑支护，采用钻孔灌注桩和压密注浆，未能形成良好的隔水帷幕，导致坑内涌砂，引起沉香阁地面的下沉。为此，设计这类基坑时，对开挖深度较大的一、二级基坑，或对环境条件要求较高的基坑，根据土力学理论与施工工况应尽量相吻合的原则，应采用三轴固结不排水抗压强度试验的有效应力指标或直剪慢剪试验指标。但由于岩土是一种非

均质的土粒组合，土性变化很大，单凭一种测试方法来确定具有足够可靠度的参数是不现实的，加上现场的原位测试参数比室内试验的参数更具有可靠性，因此，需要通过对室内、外多种测试方法的指标进行综合分析，提供基坑设计与施工所需的各类参数。例如，渗透系数的测试，室内试样受土样搬运、密封、存放等影响，其渗透系数与现场试验结果有一定差异，甚至相差 1～2 个数量级，为此，对重要基坑或土层夹砂较严重的土，除进行室内渗透试验外，尚应进行现场的注水（或抽水）试验，综合评价其渗透系数，常用的测试系数和方法见表 9-1。

表 9-1　　常用土的测试参数和方法

序号	土的测试参数	试验方法	工程应用
1	含水量 w	含水量试验	水、土压力验算
2	土的重度 γ	土的重度试验	
3	不均匀系数 $C_u = d_{60}/d_{10}$	颗粒分析	评价流砂、管涌可能性
4	压缩模量 E_s		
5	压缩指数 C_c	固结试验	土体变形计算
6	固结系数 C_u	先期固结压力试验	土体回弹量计算
7	回弹指数 C_s	固结试验溯回弹	土的应力历史评价
8	超固结比 OCR		
9	内摩擦角 φ	直剪固结快剪试验	稳定性验算
10	内聚力 c	（提供峰值平均值）	
11	侧无限抗压强度 q_u	无侧限抗压强度试验	稳定性验算
12	十字板抗剪强度 $(C_u)_u$	现场十字板剪切试验	
13	总应力抗剪强度 φ_{cu}　C_{cu}	三轴不排水剪试验	土压力及稳定性验算
14	有效抗剪强度 φ'　c'	直剪慢剪试验	
15	渗透系数 K	渗透系数（K_v，K_h） 抽（注）水试验	降水、抗渗计算

9.3　水土分算还是水土合算

作用在基坑支护结构上的荷载，除了土压力以外，还有地下水位以下的水压力。当支护墙体受地下水作用时，需同时考虑水位对墙体的作用，这里的水压包含三个方面的内容，即静水压力、超静孔隙水压力和渗流引起的渗透水压力。

由于基坑工程常采用防水围护墙（或防水帷幕）及基坑内降水的做法，以防止周边地表因降水引起沉降，所以，基坑墙体内外有很大的水头差，导致发生底部渗流或透过墙体缝隙的渗流。竖向渗流造成的渗透力可以加大土骨架产生的侧向土压，虽然沿水流方向的水头有损失，但是能明显减少主动区的水压力并增加被动区的水压力。所以，基坑工程设计时，在土压力计算中，如忽略渗流的作用一般来说是偏于安全的。

土体受剪后产生超静孔隙水压，后者在砂土中能很快消散可不考虑其作用，但在黏性土中则不然。由于超静孔压尚难以计算而只能通过现场实测，所以，一般设计中很难加以单独考虑，这样，就只能采用总应力法进行设计，将有效应力和超静孔压合在一起，目前，这也是对黏性土不采用有效应力法，而习惯用总应力法的主要原因。既然是总应力法，在

确定主动和被动土压力时所用的土体强度参数 c，p 值就应取不排水强度指标或快剪强度指标。

既忽略渗流，又不单独考虑超静水压，这样只剩下静水压力。静水压不论在砂土和黏性土中均存在，是否与采用总应力法或有效应力法均没有关系。在估计静水压下黏性土的侧向压力时，目前，存在所谓水土分算和水土合算的两种算法，发表的论文很多，讨论也很激烈。

深基坑支护设计时，水、土压力计算是一个影响支护结构安全和经济的重要问题。目前，对地下水位以下土体有水土压力合算和分算两种方法，究竟何种更为合理和符合实际则有不同意见。现从理论上进行论证，分析其利弊。在考虑渗流力的水、土分算基础上，进一步提出考虑孔隙体积渗流力的水土分算法。

1. 水土合算的土压力和水压力

对地下水位以下土体的所谓水土合算，即用饱和重度 γ_{sr} 计算水土压力，不再另考虑水压力的作用。地下水位以下，某一土层主动土压力强度 e_{ai} 和被动土压力强度 e_{pi} 按图 9-1 和下式进行计算：

$$e_{ai} = (Z_{ai} - h_{wa})\gamma_{sri}K_{ai} - 2c_i\sqrt{K_{ai}} = H_{ai}(\gamma'_i + \gamma_w)K_{ai} - 2c_i\sqrt{K_{ai}}$$

$$e_{pi} = (Z_{pi} - h_{wp})\gamma_{sri}K_{pi} - 2c_i\sqrt{K_{pi}} = H_{pi}(\gamma'_i + \gamma_w)K_{pi} - 2c_i\sqrt{K_{pi}}$$

式中 e_a，e_p——主动土压力强度和被动土压力强度(kN/m²)；

γ_{sr}，γ'，γ_w——土的饱和重度、有效重度和水的重度(kN/m³)；

$$K_a = \tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right), \quad K_p = \tan^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right)$$

式中 K_a，K_p——土的主动土压力和被动土压力系数。

φ，c——土的内摩擦角和黏聚力，一般采用固结快剪或固结不排水强度指标。

从上述计算中，可看出：

土压力强度按饱和重度计算，其对应的强度指标是按总应力法求得的，对于渗透性相对较差的黏性土，一般采用固结快剪或固结不排水强度指标。而对于渗透性较好的砂土和碎石层，由于试验所得实际上是排水剪指标，或相当于有效强度指标，因而现行的几本基坑支护指南和规范，如《武汉地区深基坑工程技术指南》(WBJ1—1—7—1995)、《深圳地区建筑深基坑技术规范》(SJG 05—1996)、广东省标准《建筑基坑支护技术规程》(DBJ1 5—20—1997)和国家行业标准《建筑基坑支护技术规程》(JGJ1 20—1999)规定，在地下水位以下对于黏性土采用水土合算，对于地下水位以下的砂土、碎石土采用水土分算。

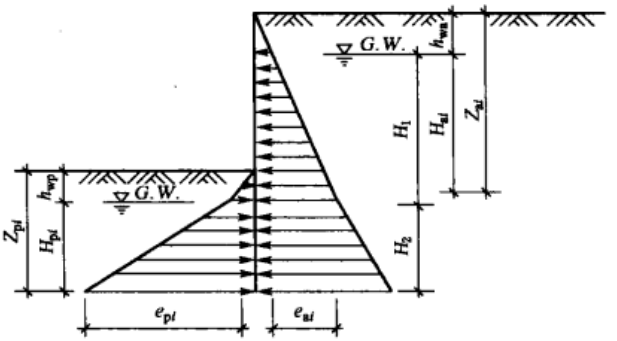


图 9-1 计算简图

魏汝龙教授指出，水土合算中，水压力乘以小于 1 的 K_a 系数或大于 1 的 K_p 系数显

然是不合理的。众所周知，水压力是各向相等，竖向压力变为侧向压力只能乘以 1 的系数。从理论上看，这是水土合算时主动土压力偏小、被动土压力偏大的根本原因。

水土合算时，未考虑土颗粒质量受到的地下水浮力的影响，也未考虑土颗粒所受浮力对水的反作用的影响。

2. 水土分算的土压力和水压力

现行的水土分算，实际上是考虑静水压力的水土分算法，它考虑了土粒本身的重力，即$(1-n)G_s\gamma_w$，还考虑了孔隙水对土粒的浮力，即土粒排开同体积水的重量，其值为$(1-n)\gamma_w$，此浮力是作用在土粒骨架上的，故应乘以 K_a 或 K_p 系数；此浮力的反力作用于孔隙水体上，其侧压力系数为 1，其推导过程如下：

$$\begin{aligned} e_{ai} &= H_{ai}[(1-n)G_s\gamma_w-(1-n)\gamma_w]K_{ai}+ \\ &\quad H_{ai}[n\gamma_w+(1-n)\gamma_w]-2c_i\sqrt{K_{ai}} \\ &= H_{ai}(\gamma_{di}+n\gamma_w-\gamma_w)K_{ai}+H_{ai}\gamma_w-2c_i\sqrt{K_{ai}} \\ &= H_{ai}(\gamma_{sri}-\gamma_w)K_{ai}+H_{ai}\gamma_w-2c_i\sqrt{K_{ai}} \\ &= H_{ai}\gamma'_iK_{ai}+H_{ai}\gamma_w-2c_i\sqrt{K_{ai}} \end{aligned}$$

同理

$$e_{pi}=H_{pi}\gamma'_iK_{pi}+H_{pi}\gamma_w+2c_i\sqrt{k_{pi}}$$

式中 G_s—— 土粒比重；

n—— 孔隙率；

γ_d—— 土的干重度，$\gamma_d=(1-n)G_s\gamma_w$。

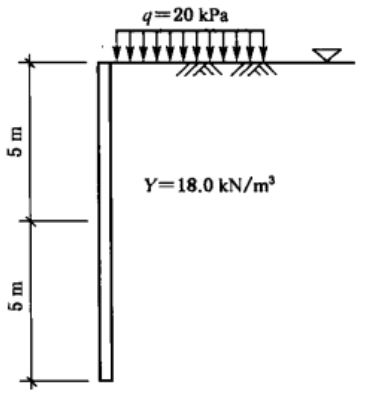
从上述推导过程中，可以看出：

水土分算考虑因素比较周全，推导比较严密，但它是用有效重度计算的，故其强度指标亦采用有效强度指标，但目前一般的试验室要较准确地提供三轴的有效强度指标是有困难的，而有效强度指标一般要比固结不排水强度指标大，比不固结不排水强度指标更大。在实际工程计算中，还发现按静水压力计算的 $H_{ai}\gamma_w$ 对土压力强度 e_{ai} 的贡献太大，水土分算时支护结构底部 $e_{ai}=91.66$ kPa，但其静水压力即为 100 kPa，这些均将使其计算的主动土压力偏大，被动土压力偏小。

由于是按静水压力计算，致使支护结构底部基坑内外的水压力不能平衡，这显然是不合理的。为解决这个矛盾，国内外均有不少人提出一些计算的假设条件，以修正这种不合理现象。

按水土分算原则计算土压力时，从理论上采用有效应力抗剪强度参数(c'，φ')是正确的，但当前工程勘察报告中极少提供 c' 和 φ'，那么，采用总应力抗剪强度参数 c，φ 计算土压力是否合理呢?表 9-2 列出了一些工程实测的抗剪强度参数，既有总应力强度参数，也有有效应力强度参数，以支护墙总高 10 m、基坑开挖深度 5 m 为工程对象，用不同的参数计算主动和被动土压力，并进行了比较。由表 9-2 可见不同参数计算的主动土压力比值为 0.94 ～ 1.13，被动土压力的比值为 0.91 ～ 1.22，其中，还包括了室内土工试验的试验误差。

表 9-2　　用 c、φ 与 c'、φ' 计算土压力的比较

		A	B	C	D
		c = 10 kPa φ = 23° c' = 1 φ' = 32.5°	c = 5 kPa φ = 22° c' = 0 φ = 29°	c = 4 kPa φ = 22° c' = 0 φ' = 35°	c = 10 kPa φ = 19° c' = 0 φ' = 28°
有效应力参数 c'，φ'	F_{a1} F_{p1}	114.5 kN 350.4 kN	199.8 kN 300.0 kN	135.7 kN 407.4 kN	216.6 kN 277.0 kN
总应力参数 c，φ	F_{a2} F_{p2}	127.5 kN 379.4 kN	205.5 kN 294.0 kN	135.6 kN 369.3 kN	203.6 kN 336.7 kN
F_{a2}/F_{a1} F_{p2}/F_{p1}		1.11 1.08	1.03 0.98	1.13 0.91	0.94 1.22

通过上述比较，可以认为采用总应力抗剪强度参数 c，φ 计算的土压力与采用有效应力参数 c'，φ' 计算土压力是基本相当的。故规定按水土分算原则计算土压力时，可采用总应力抗剪强度指标。

3. 考虑渗流力的分算

魏汝龙、龚晓南教授提出，若按静水压力计算，在墙底或帷幕底部，基坑内外的静水压力不能平衡，因而提出按渗流力计算。其基本思路是静水压力的一部分转化为渗流力作用于土骨架上，剩余的部分作为孔隙水压力。渗流力是一种体积力，近似地可按最短的渗流途径计算：

$$P_1 = i\gamma_w$$

式中 i 为梯度，

$$i = \frac{H_i}{H_1 + 2H_2}$$

剩余的孔隙水压力　　$P_2 = H_{ai}(\gamma_w - i\gamma_w) = H_{ai}\gamma_w(1-i)$

由此按渗流力的水土分算，对于主动区来说，渗流力是由上往下，故 e_{ai} 可写成：

$$e_{ai} = H_{ai}(\gamma'_i + i\gamma_w)K_{ai} + H_{ai}(1-i)\gamma_w - 2c\sqrt{K_{ai}}$$

对于被动区来说，渗流力系起顶托作用，故 $p_1 = -i\gamma_w$，则剩余的孔隙水压力

$$p_2 = H_{pi}[\gamma_w - (-i\gamma_w)] = H_{pi}\gamma_w(1+i)$$

故 e_{pi} 可写成：

$$e_{pi} = H_{pi}(\gamma'_i - i\gamma_w)K_{pi} + H_{pi}(1+i)\gamma_w - 2c\sqrt{K_{pi}}$$

在上海市《基坑工程设计规程》(DBJ—61—1997)标准中也规定了按渗流力的计算方法,但计算条件有以下假设:

(1) 无渗流时,基坑内地下水位以上静水压力按三角形分布,地下水位以下按矩形分布,不计算被动侧水压力,如图 9-2(a)所示。

(2) 有渗流时,墙底有部分水压力,如图 9-2(b)所示。

$$\Delta p_{w1} = i_a \gamma_w \Delta h_{w1}$$

$$i_a = 0.7\Delta h_w / (h_{w1} + \sqrt{h_{w1} + h_{w2}})$$

$$\Delta p_{w2} = i_a \gamma_w h_{w1} + i_p \gamma_w h_{w2}$$

$$i_p = 0.7\Delta h_w / (h_{w2} + \sqrt{h_{w1} + h_{w2}})$$

(3) 有渗流时,墙底水压力等于零,如图 9-2(c)所示。

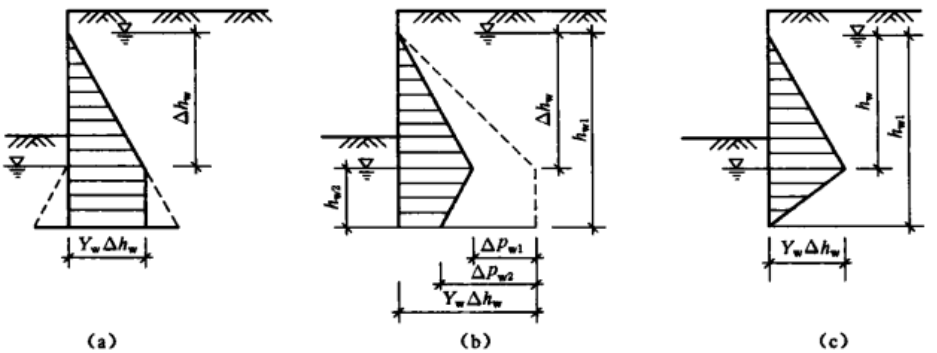


图 9-2 计算简图

4. 考虑孔隙中渗流力水土分算

由于渗流力是在土体的孔隙中进行的,同时,它是体积力,故宜考虑孔隙体积因素,即作用于土粒骨架上的渗流力宜乘 n,故孔隙中的渗流力为 $n\gamma_w i$,对主动侧来说,此力的方向是由上向下的,对被动侧来说,则是由下往上的。另在剩余的孔隙水压力中,还应减去作用于土骨架的渗流力对孔隙水压力的反力,故其 e_{ai} 和 e_{pi} 的计算式可写成:

$$\begin{aligned} e_{ai} &= H_{ai}(\gamma'_i + n_i\gamma_w i)K_{ai} + H_{ai}\gamma_w(1 - n_i i) - n_i i H_{ai}\gamma_w - 2c_i\sqrt{K_{ai}} \\ &= H_{ai}(\gamma'_i + n_i\gamma_w i)K_{ai} + H_{ai}\gamma_w(1 - 2n_i i) - 2c_i\sqrt{K_{ai}} \end{aligned}$$

同理

$$e_{pi} = H_{pi}(\gamma'_i - n_i\gamma_w i)K_{pi} + H_{pi}\gamma_w(1 + 2n_i i) + 2c_i\sqrt{K_{pi}}$$

5. 小结

(1) 水土合算方法在理论上有较严重的缺陷,未考虑孔隙水对土粒的浮力影响,侧向水压力不应该乘与之不相干的土压力系数,由此会造成主动土压力偏小,被动土压力偏大,使工程不安全,应用时应加以注意。

(2) 从土的有效应力理论出发,水土分算的根据比较充分,但实际操作困难比较大。

因为水土分算时要采用土的有效强度指标 c'，φ'，而测定这两个指标难度比较大，一般勘察单位难以提供，即便提供，也未必可靠。水土合算在理论上存在缺陷，但通过比较（见表 9-2），按水土分算土压力时，可采用总应力抗剪强度指标，加上一定的经验修正。

（3）按静水压力考虑水土分算法，在支护结构底端，基坑内外水压力不能平衡，静水压力对土体力贡献过大，造成主动土压力偏大，被动土压力偏小，工程过分安全，甚至到工程经验难以接受的程度。

（4）在分析水土合算、按静水压力的水土分算和按渗流力的水土分算的利弊后，推荐采用计算结果比较适中的考虑孔隙体积渗流力的水土分算法。

（5）判断计算方法是否经济合理的唯一标准是工程实践中的实测结果，今后，应加强对工程现场的实测反馈分析的研究，在统一制定相对合理的计算方法和强度试验标准方法后，再根据实测结果找出其修正系数。

表 9-3 汇总了国际上流行的，以及我国近几年来流行的基坑支护结构上的水土压力计算方法及其特点，可供计算时参考。

表 9-3　　支护结构上水土压力的计算方法及其特点

地区	土　类	工　况	水土压力计算方法	水压力的确定依据	土压力系数所依据的强度指标	土压力的确定依据	计算公式	备　注
国内部分单位和国际上	无凝聚性土	施工期 运用期	分算	流网	c'，φ'	有效应力	见注①公式	较可靠
	黏性土	运用期	分算	流网模拟土体	c'，φ'	有效应力	见注①公式	较可靠
		施工期	分算	内应力状态的三轴试验	c'，φ'	有效应力	见注②公式	尚不够成熟
		—	合算	不计水压力	c_u，φ_u	总应力	见注③公式	对饱和软黏土而言较可靠
近期国内	无凝聚性土、黏性土	不明确	分算	地下水位下的静水压力	c'，φ' c'，φ'	有效应力、总应力	见注④公式 见注④公式	不符合实际情况不合理

注　① $p_{a,p}=[\gamma' z-(u_0-\Delta u)]K'_{a,p}\mp 2c'\sqrt{K'_{a,p}}+u_0-\Delta u$。

② $p_{a,p}=\sigma'_v K'_{a,p}\mp 2c'\sqrt{K'_{a,p}}+u_0$。

③ $p_{a,p}=\gamma z K_{a,p}\mp 2c\sqrt{K_{a,p}}$。

④ $p_{a,p}=\gamma' z K_{a,p}\mp 2c\sqrt{K_{a,p}}+u_0$。

式中　$p_{a,p}$—— 主动土压力(a) 和被动土压力(p)；

$K_{a,p}$—— 主动(a) 和被动土压力系数(p)，二者都以有效强度指标 c'，φ' 为基础；

σ'_u—— 法向有效应力；在无渗流的静水中 $\sigma'_u=\gamma' z$；

γ'—— 土的浮重度；

u_0—— 起点孔隙压力；

Δu—— 孔隙压力增量。

9.4 土的强度参数取值与试验方法

1. 土体的抗剪强度

土作为一种工程材料，土体抵抗破坏的能力通常用抗剪强度来衡量，并沿用库仑提出的抗剪强度表达形式：

$$S = \sigma_v \tan\varphi + c$$

式中，内摩擦角 φ 和黏聚强度 c 是标志土体抗剪性能的两个参数，σ_v 为作用于剪切面上的法向应力。对某一土样来说，S-σ_v 的关系在砂土中一般呈线性变化，而在黏性土中则经常偏离直线，不过大多数情况下，仍可简化成线性处理，即上式中的 c，φ 可视为定值。不同的试验方法可得出不同的 c，φ 值，尤其是试验过程中的土体排水情况影响最大。由于土体内经常含有孔隙水，当外加法向力作用于土体且孔隙水又不能自由排出时，一部分应力就由孔隙水承受。设孔隙水压力为 $\bar{u}$，则作用于土体骨架上的只是有效应力 $\sigma' = \sigma_v - \bar{u}$。孔隙水不能承受剪力，所以，上式中真正与抗剪强度有关的应是有效应力 σ' 而不是总应力 σ_v，如果用有效应力表示，则有

$$S = \sigma' \tan\varphi' + c'$$

其中，c' 和 φ' 是用有效应力表示时的抗剪强度参数。这时所说的孔隙水压力只是指超静孔隙水压力，其中，并没有考虑静水压力的那部分，后者可以单独计算。砂土排水性好，超静压力难以存在。黏土的渗透性低，排水需要有一个较长的固结过程，这样，土体的强度及其参数就有排水强度与不排水强度之分，前者与有效应力相应，后者与总应力相应。此外，土体的抗剪强度与其他工程材料相比还有一个特点，这就是应力达到峰值（峰值强度）以后，在继续变形的同时，仍能稳定保持一定强度不变，但是密实砂土和重度固结黏性土（坚硬黏土）在峰值强度之后，将下降到某一残余强度（或极限强度），因此，土体的强度又有峰值强度和残余强度之分。

由于土的强度参数取值不能准确、全面地反映实际土性，从而影响土压力计算的正确性。同一个参数，不同的试验仪器（三轴或直剪）与试验方法得到不同的结果，其数值相差很大。而且，土的强度在施工期间实际上是变化的，不一定是一个定值，试验方法原则上尽可能与现场实际受力情况及排水条件一致。

2. 抗剪强度指标的测定方法

测定有效强度指标 c'，φ' 的常用试验方法为直接慢剪或三轴排水试验。如果土的渗透系数 K 值小于 1×10^{-7} cm/s；则直径为 4 cm 的三轴试样和厚度为 2 cm 的直剪试样仅在剪切阶段约分别需持续数十小时和数小时。为了减少麻烦，既可采用测定孔隙压力的三轴固结不排水试验，取用该试验给出的 c'，φ' 值，也可采用应力控制式直剪仪。测定不排水总强度指标值，可用三轴不排水试验测得，对于 K 值小于 1×10^{-7} cm/s 的土在直剪仪中即使受到快速剪切，仍会发生部分排水或吸水，从而歪曲试验结果。如果土的渗透系数 $K>1\times10^{-7}$ cm/s，又是正常压密土和饱和土，则还可通过无侧限抗压强度或十字板剪力试验测得 c_u（$\varphi_u=0$）。

测定固结不排水总强度指标 c_{cu}，φ_{cu} 是用三轴固结不排水试验测定的，对 $K>1\times10^{-7}$cm/s 的土，才允许采用直接固结快剪试验测得。否则直剪和三轴试验给出的结果相差较大，对正常压密土而言，直剪结果偏于危险；对超压密土而言，直剪结果偏于安全。

另外，土的强度参数测定方法应当与土压力计算方法相配套。例如，水土压力合算时，需要的是总应力法的 c，φ；而水土压力分算时则为有效应力的 c'，φ'。基坑降水与不降水，土的强度试验方法见表 9-4。

表 9-4　　基坑降水与不降水，土的强度试验方法

序号	基坑降水情况	土　质	土的特性	试验方法	试验代号
1	基坑降水时	黏性土	排水固结过程	采用固结排水或固结不排水剪切	CD CU
		淤泥质土	处于饱和状态不能排水固结	采用三轴不排水剪切	UU
2	基坑不降水时	淤泥质土	处于饱和状态不能排水固结	采用三轴不排水剪切	UU
3	基坑不论降水与不降水	黏性土(特别是老黏土)	—	从应力路线考虑采用三轴不排水剪切	CU
		淤泥质土	—	采用三轴不排水剪切	UU
		黏质粉土、粉质黏土、粉土	—	固结不排水剪切或固结排水	CU 或 CD

当遇到重要工程不宜采用直剪试验，而三轴试验应力条件明确，易于控制排水，又是国际上通用的方法，应当提倡以三轴试验为标准方法。

总之，每一种土压力理论的简化假设，使它具有一定的局限性，不能概括土的全部复杂性质；同时，尽管计算技术比较先进，而土的强度参数的测定精度已大大限制了计算结果的准确程度。

9.5　对重大工程勘察范围要扩大

深基坑支护一般针对某一项工程的勘察资料进行分析研究，计算深基坑的土压力。而基坑范围以外，很少再有单位去进行勘察、钻探和土的物理力学性能分析，这对小的基坑支护工程来说，可以这样做。但对重大支护工程来说，这样做就容易出差错，必须在基坑支护方案确定前，对基坑周围大范围地进行勘察和周密调查分析，不然容易出大的差错。如济南某工程，高 50 层的商业大厦，施工前，按原先的勘察报告提供的地质资料，进行了深基坑支护设计及施工、基坑支护采用悬臂式灌注桩，当基坑开挖后，发现局部基坑有漏水现象，以后又发现支护桩断桩和裂缝，在这种险情出现以后，不得不再去扩大范围进行勘察调查。结果从大范围来分析这座大厦正落在断裂带上，漏水和断桩均发生在断裂带附近。最后，被迫将基坑向东外移了 50 多 m，躲开了断裂带，造成了不应有的经济损失。

9.6 水的患害必须调查清楚

在调查分析支护事故中水的患害造成基坑塌方占据相当的比例，水的患害种类很多，例如，地下水、裂隙水、上层滞水、承压水、周围地下管线和水井的漏水，等等。施工单位往往对治水缺乏经验，所以，常常不作调查，也不去分析水形成的原因。例如，上海某工程基坑由于地下水位很高，施工单位在开挖基坑前采取了简易的挖井抽水降低地下水，结果效果不明显，最后，发现基坑支护受邻近两根 DN150 的下水管漏水的影响，使基坑局部支护灌注桩内倾 30 多 cm，抢险后才知道是附近下水道漏水造成的基坑险情。

9.7 支护桩插在流塑状的淤泥质土中被动土压力不足，造成基坑失稳

一般支护结构设计常常是考虑主动土压力的问题而对于被动土压力常常加以忽略。据勘察，该工程围护桩长范围内均为淤泥土、流塑、高压缩性土。由于土质很差，支护桩插入基坑深度仅 0.5 h（h 为基坑深度），结果土方开挖近 1/4 时，引起一侧的围护桩明显倾斜，压顶梁最大侧向位移达 30 cm，最大沉降量达 95 mm，明显出现基坑地面隆起，为控制险情，施工单位立即对基坑内侧进行回填，位移没有进一步发展。

对这类问题，在基坑开挖前对被动土压区要预先进行加固（见图 9-1），加固后的地基土承载力要达到 150 kPa 以上，也可以将支护桩嵌固深度插入到地层较好的土层内。如上海金茂大厦，基坑深度为 17.5 m，而地下连续墙厚 1 m，插入深度达 36 m，锚固于砂土层内，基坑内支撑设四道，第一道支撑标高－3.4 m；第二道支撑标高－8.3 m；第三道支撑标高－13.1 m；第四道支撑标高－17.1 m，而且基坑采用分两个阶段开挖的方案，所以，在上海软土地基上得到特大特深基坑开挖的成功实例。

如果基坑内仅设多道支撑，围护结构也设有插入到土层较好的地层内，被动土压区照样要隆起失稳，此时支撑由于基坑土壁的滑移，已不能起到支撑牢固的作用，同样，也会使基坑失稳，这一点也是马虎不得的。

9.8 深基坑支护空间效应的利用

深基坑平面一般是矩形，挖深后就成为空间，基坑边的滑动面与一般挡土墙的边界条件不同，基坑四周边角的滑动面受相邻边界的制约影响，作用于支护桩背上的土压力不仅与开挖深度有关，而且与开挖长度、宽度也有关系。如北京邮政枢纽大厦，基坑工程基坑深 10.2 m，采用 ϕ800 mm 悬臂式支护桩，桩距 1.4 m，在基坑平面的中部测量桩顶最大位移为 31 mm，而在基坑边角几乎为零说明基坑的时空效应；又如上海永华大厦，位于浦东陆家咀，基坑深 10.6 m，基坑平面尺寸为 62.5 m×52.5 m。采用 ϕ800 mm 灌注桩，间距 858 mm，桩长 21 m，密排式桩墙桩顶浇筑压顶梁用 ϕ609 mm 作支撑，第一道为角撑，另两道为双向正交支撑，在挖深至 4.5 m 时（支撑钢管在第二道位置上，此时实际是悬臂状态）实测最大水平位移是 15 mm，在基坑长向的中间，基坑短向位移较均匀，约 5～6 mm，基坑

四角位移最小 0～2 mm。

上述实测实例，说明桩顶有位移，基坑开挖后，桩的受力还受到空间效应的影响，因而基坑支护在基坑四角可以减少支撑或锚杆及支护桩的配筋。利用基坑的空间效应，合理节约投资。

9.9 深基坑支护方案的选型

深基坑支护方案的确定非常重要，本书第 2 章的工程失误事故实例中，大部分是支护方案不妥。因为支护结构设计与地质情况、地下水位、土质参数及周围环境等都有密切关系。基坑支护方案首先要考虑安全，其次是经济，应列出几个方案进行对比后优选出既经济又安全的方案，下面根据工程经验提出以下几种支护方案，见表 9-5。

表 9-5　　基坑支护方案选用

基坑深/m	地下室层数	土质较差	土质较好
≤8	2	支护方案： 1. 土钉加喷锚网 2. 钢板桩加支撑 3. 灌注桩加压顶梁，顶部加一层锚杆 4. 土坑分二层开挖	支护方案： 1. 土钉加喷锚网 2. 采用喷锚网支护
9～15	3～4	支护方案： 1. 采用喷锚网支护 2. 灌注桩加三层锚杆 3. 逆作法施工 4. 土坑分三层开挖	支护方案： 1. 采用局部逆作法或分层逆作法 2. 采用喷锚网支护
16～22	4～5	支护方案： 1. 逆作法施工 2. 台阶型支护采用喷锚网 3. 采用喷锚网，局部加支撑 4. 土坑在基坑边局部预留土方	支护方案： 1. 采用逆作法 2. 采用台阶型支护，底层可采用灌注桩，其余可采用喷锚网 3. 灌注桩加锚杆三道

注：1. 基坑深度包括基础底板厚度。
2. 地下水要在基坑开挖前 10d 作降水处理。

对表 9-5 的说明有以下几点：

(1) 一般基坑目前均在 22 m 之内，可以不采用地下连续墙，也不能大面积采用型钢支撑，因造价太高，实际工程也不一定需要。

(2) 在上海软土地区已成功实施了 10 m 高基坑支护采用土钉加喷锚网。

(3) 在北京地区土钉加喷锚网也成功实施到 18 m 基坑的深度。

(4) 有条件的基坑工程尽量采用逆作法施工，工程费用可以减小，进度可以加快，工程事故可大大减少，逆作法分全逆作法、分层逆作法、局部逆作法、半逆作法，等等。根据支护工程具体情况选用(见本书第 6 章)。

9.10 采用信息化监测施工

施工的一种现代化管理方法——信息施工，包括预测、信息采集与反馈、控制与决策

等方面的内容。由于在深基坑开挖工程中，边坡稳定存在很多的潜在危险和破坏的突然性，地下工程受各种水文、地质、雨水等复杂条件的影响，很难单纯从理论上预估出现的问题。特别在深基坑旁有些建筑物，其基础埋置较浅，或有重要的地下电缆和管线，基坑的支护结构必须保证安全，但因实际情况复杂，必须进行监测、信息化施工。另外，基坑支护结构采用新的理论设计时也要进行监测。

例如，广州华侨大厦新楼，基坑深 11 m，地处珠江边，用地下连续墙、锚杆施工，由北京市机械施工公司承包基坑的设计与施工，北京工业大学负责监测。根据监测信息的反馈，在第一层锚杆施工完后，认为在基坑边角处地下连续墙产生空间效应，且第一层锚杆施工的质量又较好，经验算可以将第二层锚杆适当减少，最后实际减少第二层锚杆总数的 1/3，节约了 20 多万元，又保证了基坑施工的安全。

又如北京新天桥宾馆，基坑深 11.4 m，比原老楼基础底标高深 7～8 m，护坡桩离老楼最近处仅 80 cm，采用 ϕ600 mm 灌注桩支护，桩距 1.1 m，一层锚杆间距 2.2 m，业主要求老楼正常营业。为此设计计算预估桩顶位移约 8 mm，同时，在施工时进行信息化监测施工，监测桩顶位移、桩内钢筋应力、混凝土应变及锚杆的应变实测等。监测结果桩顶水平位移仅 4.3 mm，比设计预估小得多，成功地完成基坑支护任务。

从 20 世纪 80 年代开始，不少施工单位在深基坑施工中采取信息化监测施工，对支护工程进行监测。有些工程临时出现问题，由于监测结果采用措施及时，均未造成事故，有的由于信息反馈，修改原支护方案取得较好的经济效益。

10　工程应用实例

深基坑支护在我国经历约20年的发展历程，目前已日趋成熟，在大城市中出现不少的特大、特深基坑支护的成功典例。另外，在不少城市中，地铁的建设和发展也给基坑支护的发展带来了新的实践良机。为此，本章选用一些有代表性的深基坑支护工程作为工程应用实例介绍。

【工程实例1】　深圳文锦广场大厦——国内首例基坑采用喷锚网支护

从20世纪90年代以来，深圳市采用传统桩、板、墙方法的，几乎所有工程都出事故，对采用喷锚网支护法的，则作了完全成功的、快速的处理，如新世界大厦、地王大厦、卫生防疫站大厦、中山花园大厦、上步大厦、金丰大厦等。实践证明，喷锚网支护法是对传统方法的有力挑战。喷锚网支护法在文锦广场大厦基坑中的应用是国内首例。

1. 文锦广场大厦场区工程与地质条件概述

文锦广场位于深圳市雅园立桥东侧。基坑几何尺寸为长×宽×深＝210 m×70 m×(7～9)m，局部地段深10～12.5 m。基坑北壁距市政公路(田贝一路)人行道5.5 m。东壁沿红线垂直下切，距市卫生局、人民医院和防疫站宿舍楼及办公楼(＃1～＃4)分别为5.1 m，47 m，43 m和3.5 m。楼层均为7～8层，天然地基。

根据钻探揭露，地面以下12 m左右深度内地层，自上至下依次为

Q^{ml}人工填土层：松散、可塑，一般厚2.0 m；

Q^{h}淤积层：饱和或湿、软、流塑，一般厚1.9 m；

Q^{dl+pl}坡洪积层：湿、可塑，一般厚1.6 m；

Q^{al+pl}冲洪积层：饱和，很湿，中密，一般厚2.0 m；

Q^{el+dl}残坡积层：湿、可塑，一般厚2.5 m；

Q^{el+pl}残积层：很湿、湿、软、可塑，一般厚5.0 m。

实际上在开挖至－7 m时，还有厚层流砂出露。由东侧沿红线下切，降水井设在距东壁5 m的坑内。受开挖影响，降水效果甚差。加之住宅区各种地下管线严重渗漏，使得开挖后的壁面出现大面积淋水及泉眼水，自稳时间一般仅0.5～3.0 h，在较长流砂、淤泥地段内，甚至出现随挖随塌现象，工程地质条件十分恶劣。

2. 喷锚网支护技术方案

在决定采用喷锚网支护方案前，对以传统支挡方法为基础的其他方案进行过多次论证。结论是：东壁沿红线下切，无挖孔桩空间；紧靠住宅区，钢板桩噪声太大，居民反响强烈，且造价昂贵；冲击灌注桩，既无空间又有噪声；基坑地质条件太差，边壁自稳时间甚短；地下连续墙又极难施工，既肥厚又不经济。在这种情况下，根据总参的研究成果——土中喷锚网支护法(1991年获国家人防委科技进步一等奖)，想出了喷锚网支护法方案。经深

圳市建设局多次组织有关专家进行论证，最终确定采用该方案对文锦广场大厦基坑边壁进行支护。

为使方案可靠、经济、完备，首先对工程与地质条件及水文条件进行了反复考察，接着分析确定了边壁破坏模式，然后对土坡稳定进行分析计算。与此同时，进行锚杆现场拉拔试验(表 10-1)在此基础上，计算确定出满足工程要求的喷射混凝土、锚杆、钢筋网参数。

表 10-1　　文锦广场锚杆现场试验结果一览表

序号	试锚号	孔径/mm	杆径/mm	锚杆类型	有效锚固长度/mm	安装至张拉时间/d	油缸峰值压力/MPa	峰值拉拔力/t	单位长度锚固力/(t/m)	破坏形态	试验位置及深度	备　注
1	1 号	100	20	砂浆锚杆	1 870	4	9.0	4.1	2.20	砂浆柱被拔出	西壁北端，4 m	压力注稀浆
2	2 号	100	20	砂浆锚杆	1 870	4	14.0	6.6	3.53	砂浆柱被拔出	西壁北端，4 m	压力注稀浆
3	3 号	100	20	砂浆锚杆	1 870	4	14.0	6.6	3.53	砂浆柱被拨出	西壁北端，4 m	压力注稀浆
4	4 号	100	20	砂浆锚杆	1 870	4	8.2	3.9	2.10	砂浆柱被拔出	西壁北端，4 m	压力注稀浆
5	5 号	100	20	砂浆锚杆	1 870	4	12.0	5.6	3.00	砂浆柱被拔出	西壁北端，4 m	压力注稀浆
6	6 号	80	20	砂浆锚杆	1 870	4	6.2	2.8	1.5	砂浆柱被拔出	西壁北端，4 m	压力注稀浆
7	7 号	80	20	砂浆锚杆	1 870	4	6.0	2.7	1.44	砂浆柱被拔出	西壁北端，4 m	泄漏压力注稀浆
8	8 号	80	20	砂浆锚杆	1 870	4	17.0	8.0	4.28	砂浆柱被拔出	东壁南端，4.5 m	泄漏高压注稠浆
9	9 号	100	20	砂浆锚杆	1 870	4	21.9	10.3	5.11	砂浆柱被拔出	东壁南端，4.5 m	高压注稠浆
10	10 号	80	20	砂浆锚杆	1 870	4	18.0	8.4	4.49	砂浆柱被拔出	东壁南端，4.5 m	高压注稠浆
11	11 号	80	20	砂浆锚杆	1 870	4	9.0	4.2	2.25	砂浆柱被拔出	东壁南端，4.5 m	注浆因故不密实
12	12 号	40	14	砂浆锚杆	1 870	3	9.5	4.4	2.25	砂浆柱被拔出	东壁南端，5.0 m	高压注稠浆
13	13 号	40	14	砂浆锚杆	1 870	3	3.2	1.3	0.70	砂浆柱被拔出	东壁南端，5.0 m	高压注稠浆，有浆漏出
14	14 号	20	20	摩擦锚杆	1 870	0	2.0	0.7	0.43	锚杆被拔出	东壁南端，5.0 m	淋水区
15	15 号	20	20	摩擦锚杆	1 870	0	2.1	0.75	0.46	锚杆被拔出	东壁南端，5.0 m	淋水区

深圳市文锦广场地面以下 10 m 左右主要系坡洪积层、冲洪积层及部分人工堆积物等。这类地质体，可视为较均匀松散介质，简化为均质各向同性体或各向异性体，由此确定边坡破坏取圆弧破坏模式。

滑移面的优势滑移角采用下式计算：

$$\alpha = \arctan\left(\frac{\cos\varphi}{1-\sin\varphi}\right) \tag{10-1}$$

滑移面之优势曲率半径为

$$R = \frac{H}{\sin\left[\arcsin\dfrac{\sin\varphi}{\tan\varphi\tan\alpha}\right]} \tag{10-2}$$

边壁稳定分析采用极限平衡分析法。分析表明，土体不排水抗剪强度是控制边壁稳定的主要因素；在自然状态下，边壁是不稳定的。欲使边壁稳定，必须进行有效支护。

喷锚网支护参数的设计采用整体作用分析法。喷混凝土厚度按下式计算：

$$\delta = \frac{F_{\max} - \pi\phi^2 R_g\left(\dfrac{A+@}{@}\right)}{4AR_0} \tag{10-3}$$

锚杆内锚固段长度按式(10-4)计算：

$$l_i = \frac{F_i}{n} = \frac{l_i A}{S_h n F_m} \tag{10-4}$$

其中

$$F_m = W\{(K) - \tan\varphi\cot\alpha\} - \frac{CH\csc^2\alpha}{\tan\varphi+\cot\alpha} \tag{10-5}$$

锚杆自由段长度由下式确定：

$$L_i = f(\alpha, H_i) \tag{10-6}$$

锚杆总长度为

$$L = \delta + l_i + l_j \tag{10-7}$$

根据基坑开挖对邻近建筑物影响大小不同，将东壁分为三类支护段。第一类支护段为紧靠坑壁的4号楼地段；第二类支护段为1—3号地段；第三类支护段为楼与楼之间的地段。采用式(10-1)至式(10-7)计算确定的各段喷锚网支护参数见表10-2。

表10-2　　喷锚网支护设计参数

支护类型	设计参数		
	第一类支护段	第二类支护段	第三类支护段
喷射混凝土/mm	100	100	100
锚杆	ϕ28L 14 000@2 200 ϕ28L 300@1 100	ϕ28L 10 000@2 600 ϕ28L 250@1 300	ϕ28L 8 000@3 000 ϕ28L 2 00@1 500
钢筋网	ϕ6-200×200	ϕ6-250×250	ϕ6-300×300

在该方案实施过程中，根据监控法原理进行反馈设计时，对上述参数作了一定修正。采用修正支护参数的边壁安全系数为1.5～2.0。

3. 喷锚网支护法施工

岩土深基坑喷锚网支护法以尽可能保持、有效提高和充分利用土体力学强度，支护与土体形成共同工作体系，变土体为支护结构的一部分为其工作原理。因此，喷锚网支护的施工，可概括为“紧跟开挖，随挖随支”。为做到及时支护、有效地保持土体强度，通常要求逐层开挖，同时逐层支护。每层开挖高度，视地质条件而定，一般为 1.5～2.5 m。

1）杂填土的支护

该基坑存在厚度不等的杂填土，其成分大多为建筑垃圾、松散土壤及砂、石等。在此类地层中成孔甚难，或不易钻进，或不易钻直，或极易塌孔。采用套管钻机可解决此类孔的造孔问题，只是成本较高。我们采用的高压注浆锚管法，既安全、可靠，又经济、快捷。方法是：先用喷射混凝土封闭，然后将锚管打入此类土层中，再对锚管进行高压注浆，使浆液通过一定密度的管壁孔眼，在排除空气的同时，渗入到较大范围（20～30 m）土层缝隙中，把松散的土壤、建筑垃圾固结为较坚硬完整的整体。

2）流砂、淤泥层的支护

砂层渗水性强，因降水效果不佳，地面水补给充足，地下管线渗漏严重，开挖后极易形成流砂。淤泥层接近饱和，也具有流动性。文锦广场东壁，开挖后分别出现 40 m 和 65 m 过长的流砂和淤泥段，层厚为 1.8～2.7 m，自稳时间 0～1 h。施工方法是：开挖前进行超前锚固，开挖时严格控制开挖深度和长度，开挖后立即用喷射混凝土封闭，继而按通常的喷锚网支护施工工艺操作，最后，顺利通过了上述极不良地质地段。

3）塌方段的加固处理

在原来未考虑支护的西北壁局部地段先后出现过几次中小规格的塌方和险情，直接危及整个工程的运输道路、市政公路及邻近办公楼的安全。采用喷锚网加固方法对这些险情、塌方地段均进行了快速、有效的处理，施工方法是：自上而下，逐层清除滑塌体，逐层进行喷锚网加固；及时封闭，预制钢筋网，快速锚固，高压注浆，同时进行全方位防水。

4）信息施工法

在施工前后和施工过程中，对支护本身或对象（被支护地质体）的动态变化进行监测，并把获得的信息或情报通过修改设计而反馈于施工中，这种做法称为信息施工法或情报化施工法。文锦广场大厦基坑边壁喷锚网支护实行的是信息施工法，在重要塌方地段、险情地段、住宅楼近旁均布设了监控点，对楼房倾斜速率、围土变形及速率、锚杆受力与变形、地面开裂与沉降等进行监测，为基坑边壁及邻近建筑物的安全可靠性提供了有力依据。

4. 喷锚网支护（加固）坑壁稳定性评价

1）东壁的稳定性

东壁是整个基坑边壁支护的重点（原方案仅对东壁进行支护）。主要原因是，在 210 m 长的垂直开挖线（建筑红线）近旁，分布的是高密度的住宅、办公楼群；这些楼房的基础，均为天然地基。由于基坑边线与填埋的河床轴线斜交，开挖后东壁下部大部分地段有淤泥和流砂出露，加之地下管线和废弃的污水管道常年渗漏，各种土层含水接近饱和或过饱和状态，自稳时间甚短。图 10-1 是用收敛计在距坑壁最近的 4 号楼地段测得的位移时程（72 d）曲线，该曲线反映了该段“开挖-支护”全过程。在最初 31 d 内（开挖第一、二层），边壁位移并不明显；在开挖第三层时，位移增量较大（约 5 mm），但很快就稳定了；在开挖第

四层时，尽管立即作了喷网封闭和锚固，变形仍以一定速率发展，原因是，第四层在 75 m 长、1.6～1.8 m 高范围内，因故（非正常）作了深 40～80 cm 的掏挖，致使边壁上部悬空，整个边壁成负坡状。由此，建议用现浇混凝土对掏挖部分进行回填。深圳市建设局采纳了这一建议。该段回填仅用了 3 d 时间，3 d 后边壁即稳定。

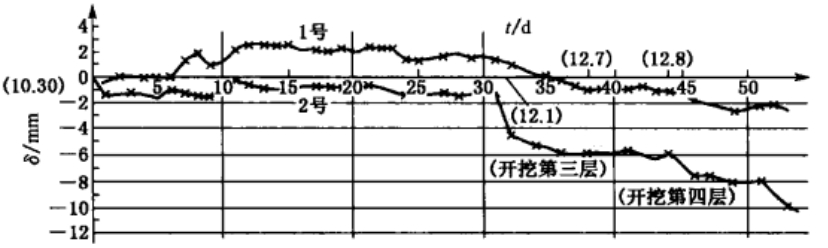


图 10-1 4 号楼地段边壁位移时程线（4 号楼房）

2）挡土墙断裂区的加固

东壁原有一段 70 余 m 长挡土墙，由于建筑红线位于墙中，开挖时不得不予以保留。该挡土墙最厚达 1 m 左右，纯粹用大小不等的块石堆积而成，其中空洞大而多，开挖前即已发生多处断裂，缝宽 10～20 mm，开挖后有进一步扩展的趋势。据此决定对该挡土墙进行喷锚网加固。施工中解决了钻孔和所注浆液难以到达内锚固段（就近渗入墙体空隙中）的棘手问题，保证了施工质量。监测曲线（图 10-2）表明，至基础回填时止，位移时程曲线已大体趋于平缓。

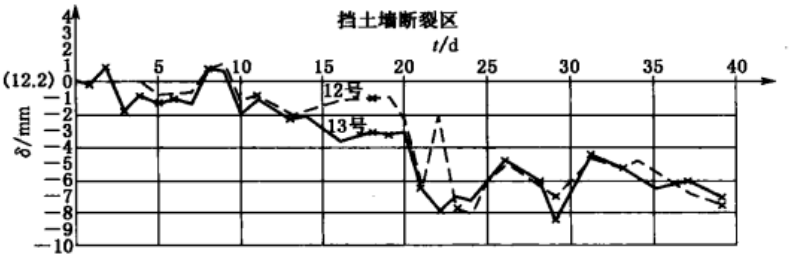


图 10-2 挡土墙断裂区地段边壁位移时程曲线

3）基坑西北角地段边壁抢险加固

该地段边壁地质条件较好，根据建设单位意见，原方案未考虑进行支护。该地段边壁与整个工程唯一生产、生活运输咽喉通道－4.5 m 宽混凝土道路毗连，道路另一侧为该工程筹建所属两栋二层办公、住宅楼。1995 年 11 月 7 日下午，当开挖至－8.0 m 时，西壁下部出现多条宏观可见并迅速增宽的裂缝，不时有小片土层剥离掉落；道路边壁一侧止水墙与混凝土路面间施工缝明显增宽；道路另一侧与办公楼墙基连接处，亦有平衡于坑开挖线的裂缝产生。基坑内施工人员已无安全感。经分析认为，该地段边壁已出现失稳前兆，不迅速遏制变形，可能引起较严重后果。经紧急磋商决定采取以下措施：①施工人员立即撤离现场；封闭道路，禁止重载车通行；②安装测点，对该地段边壁变形状况进行监测；③采用喷锚网支护法进行加固处理。

监测结果表明（图 10-3），该地段边壁及其近旁道路和建筑物基础稳定状况良好。

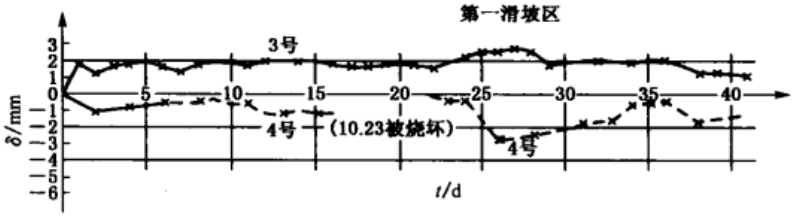


图 10-3　基坑西北角地段边壁位移时程曲线

4）东北角地段边壁塌方处理

东北角地段边壁最高达 12.5 m，基本直立。该地段东侧是临时运土车道的进出口；北侧与市政道路（田贝一路）平行，距人行道 5.5 m。根据建设单位意见，原方案未考虑对该段边壁进行支护。

当年 11 月 11 日，当开挖至－10.0 m 左右深度时，首先于北壁发生滑塌，滑塌范围长约 12 m，宽 1.5 m。当时埋入水泵两台、施工人员工作服及施工机具若干。接着在东壁下部 15 m 长范围内发生多次小规模滑塌，遂造成上部悬空，且各滑塌区在东北角地段连为一片。分析认为，该段地下水丰富，土层松软，坑深壁陡，稳定性差。滑塌体清除后，势必引起新的更大规模破坏，以致危及田贝一路和唯一运土通道的正常能行，后果不堪设想。经研究决定采取以下措施：①对该地段北壁立即进行重点加固处理，以维持地下室竣工前边壁稳定和田贝一路安全通行；②对东壁进行简单处理，以维持开挖运土机械畅通。

在塌方处理过程中（14 日），安装位移监测点。该地段边壁位移时程曲线见图 10-4。由图 10-4 可见：①在加固处理初期，边壁仍有较大变形；②在加固处理后期，变形即基本停止；③以后由于冒雨开挖坑底，以及运土车辆频繁碾压，位移又有增加 2～3 mm，但对边壁及道路稳定已无明显影响。整个东北角地段塌方区加固处理完全达到了预期目的。

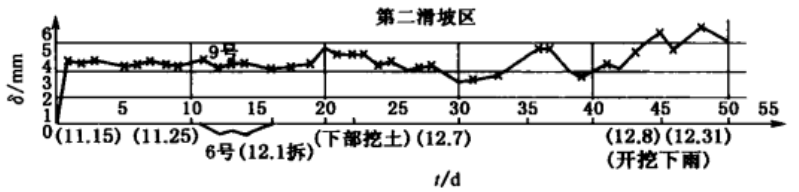


图 10-4　基坑东北角地段边壁位移时程曲线

5. 小结

喷锚网支护法在文锦广场大厦基坑中取得了完全成功的应用。坑边最大位移 1.84 cm，邻近楼房无倾斜，地面无沉降，喷锚网支护达到预期支护、加固效果。

一次偶然的机会，在别无选择的情况下，喷锚网支护法得以在文锦广场大厦第一个基坑护壁工程中应用。从此，喷锚网支护法在深基坑的应用迅速发展，仅 3 年多时间，即已成功地完成 200 余项边壁支护加固工程，这却是人们始料不及的。

目前，深基坑喷锚网支护法正在引起国内建筑业、防护工程界的高度重视。

【工程实例 2】 国家大剧院特大特深基坑支护技术

1. 工程概况

国家大剧院为国家标志性建筑之一，是中国最高表演艺术中心。该工程东临人民大会堂，西临石碑胡同，北临西长安街，南至高碑胡同以南 70 m。主体 202 区基坑距人民大会堂西侧路 15 m，距人民大会堂建筑仅 45 m，距石碑胡同旧民宅仅 20 m 左右，见图 10-5。

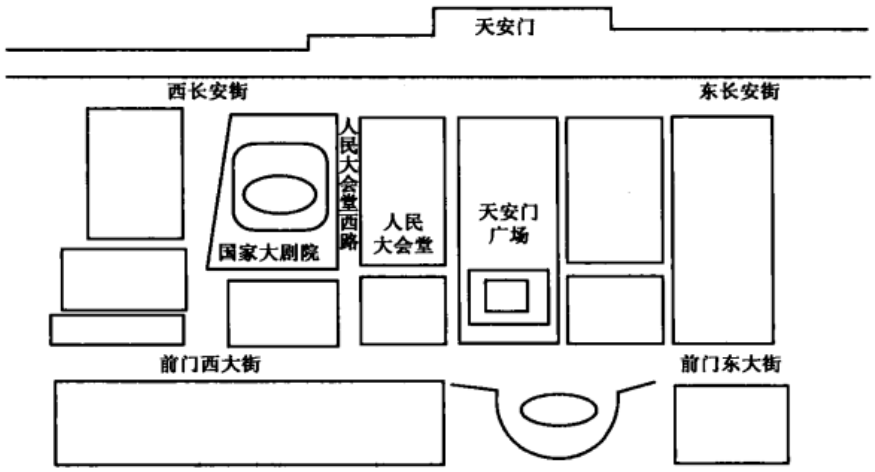


图 10-5 国家大剧院工程地理位置图

另外，东侧距基坑 2～6 m 范围内有多条重要地下管线，在人民大会堂西侧路、石碑胡同路下分布有几条市政干线。

国家大剧院工程为一多功能特大型公共建筑，由椭圆穹形结构的主体建筑（202 区）及南北西侧（201 区、203 区）的地下通道、地下车库及其他附属配套设施组成，占地面积约 12 hm^2（公顷），总建筑面积约 19 万 m^2。202 区中心建筑外观是指数为 2.2 超椭圆球钢结构壳体，外饰 0.4 mm 钛板，屋面中部安装渐开式玻璃幕，椭球壳体外四周水池环绕，构成水上明珠的艺术造型。椭球体平面投影东西向长轴长 212.20 m，南北向短轴长 143.64 m，高度为 46.285 m；内部由歌剧院、戏剧院、音乐厅、公共大厅及配套用房所组成。

工程体量大，建筑标准高，施工难度大，集中体现在：基础埋深大，202 区最深处达 −32.5 m；壳体为超大型空间钢结构，重约 8 000 t，钛板和玻璃幕屋面面积 36 576 m^2，均为国内外罕见；机电设备种类多，舞台设备及系统设置充分体现先进性和智能化，本工程对音效的控制要求严格，以满足世界一流的歌剧、芭蕾、交响乐等演出要求。

202 区中心主体建筑占地面积 25 500 m^2，大部分基础埋深在 −26.0 m，歌剧院台仓基础埋深 −32.5 m，戏剧院台仓基础埋深 −29.1 m，音乐厅基础埋深 −27.0 m，各种通道和入口均设在地下。工程室内设计建筑标高 ±0.00＝44.75 m，室外自然地坪标高为 46.00 m 左右。

2. 工程地质概况

施工场区处于永定河冲积层中部，地层以黏性土、粉土与砂、卵石交互层为主，存在多个沉积旋回。历史上曾有 2 条湮废的古河道贯穿场区，其为晚更新一全新世天然形成的“三海大河”和公元 13 世纪开挖的元大都护城河。从 202 区深基坑的 50 m 地质柱状图揭

示的地层土质在垂向分布、地层厚度上具有典型的粗细颗粒交互沉积特征，在拟建场地区地表自现状地面下约 12 m 深度范围内的土质主要为人工堆积土层和新近沉积土层，上述土层因人为活动及历史古河道的影响，在岩性的空间分布、地层厚度上均存在较大变化，工程性质较差。尤其是地表下人工堆积的杂填土层（局部含旧房基）厚度 4.18～7.85 m，较厚，且在杂填土以下分布着厚约 1～3 m 的含有机质黏土、重粉质黏土层，由于地处老城区，各种市政管线陈陋，杂填土层中滞水严重，黏土层呈淤泥流塑状，土体自稳性差，使得基坑边坡的情况较为严峻，给基坑支护带来一定的影响。

新近沉积层以下至基岩顶板之间为黏性土与砂土、碎石土（卵石、圆砾）交互沉积的第四纪沉积土层，具有良好的成层性。在第②层土以下分布的卵砾层，均被一定厚度的黏土层、粉质黏土层隔开，形成第③层、第⑤层、第⑦层和第⑨层卵石含水层，见表 10-3。

表 10-3　　卵石层分布、状态和主要特征一览表

地层	厚度/m	粒径/cm	含砂率	密实度	级配	夹层情况	备注
卵砾石③层	4.18～7.85	大为 8，长为 10，一般为 2～4	25%～35%	中密	良好	—	消防通道基础落在该层中
卵砾石⑤层	14.9～17.8	大为 10，长为 12，一般为 3～5	20%～30%	密实	良好	层顶为厚约 2 m 的中砂、细砂⑤$_1$ 层，层中分布着粉质黏土、重粉质黏土⑤$_2$ 层和粘质黏土、砂质粉土⑤$_3$ 层，这些土层分布不均，最大厚度仅 2 m 左右	歌剧院、戏剧院和音乐厅等基础落在该层中
卵砾石⑦层	9.1～12.6	大为 10，长为 12，一般为 6～9	20%左右	密实	良好	层顶为细砂、粉砂⑦$_1$ 层，其间夹黏质粉土、砂质粉土⑦$_2$ 层，粉质黏土、重粉质黏土⑦$_3$ 层	
卵砾石⑨层	—	大为 14，长为 10，一般为 6～9	25%左右	密实	良好		

拟建场地自地表以下－92 m 深度范围内分布有对工程具有影响的三种类型的地下水，依次为上层滞水、层间潜水和第一层承压水、第二层承压水、第三层承压水，如表 10-4 所示。

表 10-4　　地下水类型、埋深及含水层的主要特征一览表

水层序号	地下水类型	静止水位		水文参数	含水层主要特征
		埋深/m	标高/m		
1	上层滞水	2.2～6.6	38.91～43.27	K=8.32 m/d	分布在场区自然地面下 10 m 范围内的人工堆积层中，水位变化大，含水层厚度不均
2	层间潜水	14.7～16.5	29.71～31.10	K=115.5 m/d	分布在标高 33.60～35.74 m 以下的第四纪卵石、圆砾③层及中砂、细砂③$_1$ 层

续表

水层序号	地下水类型	静止水位		水文参数	含水层主要特征
		埋深/m	标高/m		
3	第一层承压水（承压水头）	16.93～17.43	26.82～27.32	K=235 m/d	分布在标高 22.10～26.23 m 以下的第四纪卵石、圆砾⑤层细砂、中砂⑤$_1$ 层中
4	第二层承压水（承压水头）	18.0	26.75	K=235 m/d	富存于深层承压水含水层标高 0.71～3.01 m 以下的第四纪卵石⑦层及细砂、粉砂⑦$_1$ 层
5	第三层承压水（承压水头）	18.0	26.75	K=235 m/d	该层地下水富存于黏性土隔水层以下的砂卵石层⑨中，其承压水头与上层承压水基本相同

将卵石层相对隔开的④层、⑥层和⑧层黏土层为弱透水层，正是由于这些弱透水层的存在，使得⑤，⑦，⑨卵石层中的地下水形成一定的压力。根据地勘报告和现场水位观测，第一层承压水的水头标高为－17.0 m 左右；第二层承压水的水头标高与第一层承压水的水头相接近，承压水头达 16.5 m 高。

另外，三类地下水的年变化规律和变化幅度不尽相同，上层滞水层一般 6—9 月份地下水位较高，其他月份相对较低，年变幅一般为 1～3 m；层间潜水层水位年变化幅度一般 1 m 左右；承压水 1 般为 5—7 月份地下水位较低，11 月至第二年 3 月份地下水位较高，近 3～5 年其水位年变化幅度一般为 2～3 m。

图 10-6 给出了国家大剧院工程地质，水文地质的柱状图。

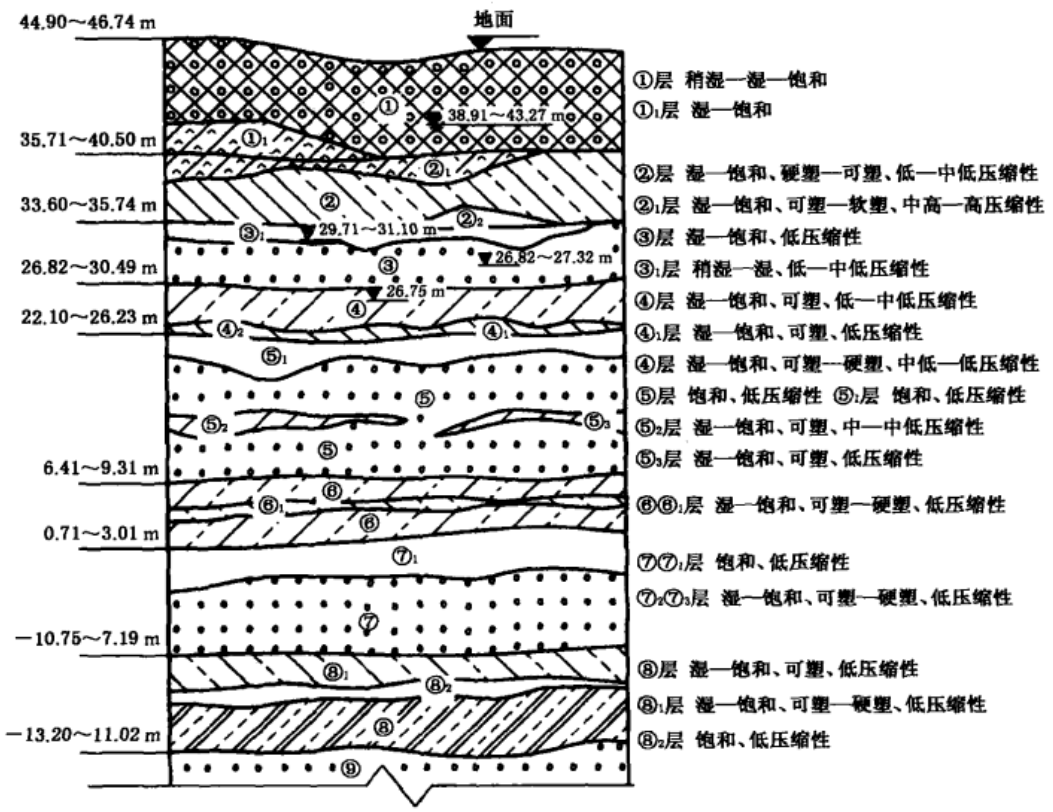


图 10-6 工程地质、水文地质柱状图

3. 基坑工程特点及需解决的技术问题

国家大剧院基坑工程具有如下特点：

(1) 202 区基坑占地面积大，基底标高变化多，基础埋深超深。

(2) 工程所处地理位置十分显要，基坑工程施工影响范围内的环境条件复杂。

(3) 场区工程地质、水文地质条件较复杂，给基坑支护和地下水控制提出了特殊的要求，其主要体现在：

① 202 区的结构基础落在卵石③层、⑤层中，这些卵石层自上而下粒径逐渐增大，含砂率逐渐减少，密实度逐渐增高，且卵石层中的含水量十分丰富，尤其是蕴含在第⑤层、第⑦层的地下水具有高承压性，同时在⑤层、⑦层的上部有一层密实度很大的细砂层，俗称“铁板砂”，这些因素给地下连续墙、锚杆和降水井成井施工带来相当的难度。

② 承压含水层的渗透系数大，涌水量大，降水影响范围大，这给基坑地下水的动态控制带来了一定的难度。

③ 埋深约在 44 m 以下的第⑦层卵砾石中所富存的第二层承压水如不减压或隔离将冲破上覆隔水层造成－32.5 m 基坑失稳，须采取特别的措施保证歌剧院台仓基底稳定。

④ 多种类型的地下水并存，它们对支护结构及基坑稳定的影响不一，这需要在研究基坑支护结构和地下水控制方案时予以分别对待。

⑤ 本工程主体结构埋深大，且主要在地下，地下水位高、浮力大，要妥善解决主体结构施工中的抗浮问题。

基坑工程需解决以下的技术问题：

① 先需选择、确定一个安全、经济、环保的基坑支护方案，特别要保证环境的绝对安全。

② 连续墙成槽设备、工艺及泥浆护壁技术。巨厚卵石层给连续墙设备的成槽能力及成槽质量控制提出了较高要求；高承压水的存在及大粒径卵石地层的漏浆等均易造成槽壁的坍塌，这使得泥浆的配置和品质控制成为地下连续墙施工的技术问题。

③ 在高承压水卵石层中进行锚杆施工的技术要求和设备要求很高，国内尚无可借鉴的经验。

④ 超深度的降水(降压)井的成井设备和工艺选择。工程需要施工深度达 50～70 m 的降水(降压)井，这需要穿透多层卵石地层，因卵石层厚，卵石含量大、粒径大，且含有直径＞30 cm 的漂石，这给成井带来一定难度。

⑤ 防止基坑的失稳破坏，绝对保障基槽安全。这除需要精确的计算和制定严密的方案等外，还需要建立一套动态监测系统。

4. 基坑支护及地下水控制方案的选择

1) 确定方案的原则

(1) 基坑支护方案和地下水控制方案系统考虑原则。根据大剧院主体结构的设计埋深条件及地下水对不同深度基槽的影响，基坑支护和地下水控制方案应同时考虑才能使整体方案最优，基坑开挖和地下结构施工，也需要考虑基坑支护和地下水控制方案的有效实施。

(2) 方案应同时满足安全、可行、经济、环保的原则。该工程拟建场区周边环境十分重要，因此，基坑支护和地下水控制一体化考虑的方案，首先应能很好地控制围护结构的

变形，使围护体系始终处于安全状态，要求周围建筑物、地下管线和市政道路等基本不受影响；其次，整体方案应尽量降低实施难度，使其具有很好的可操作性，方案实施所面临的技术问题能通过场区内的异地试验得到解决；然后，应经济合理，满足工程投资的控制要求；最后，实施工艺应能满足环保要求，要有利于保护地下水资源，并注意防止对该方案在台仓基坑周围施做减压降水井，以免影响台仓基底稳定的第二层承压水的水头标高，降低相对隔水层厚度不小于 1.5 倍墙厚，同时，在台仓周围施做隔离第一层承压水的帷幕墙，将－26 m 大面积基坑的稳定水位与台仓内疏干后的水位隔开，以确保－26 m 大面积基坑的稳定。由于隔水帷幕仅起到隔水的作用，厚度可减薄为 300 mm，采用连续墙成槽的设备施工，槽内灌素混凝土。

2）基坑方案的确定

通过对可供选择方案的深入分析、比较和综合评价（表 10-5），确定大剧院深基坑方案为分步支护，挡、降结合的方案，即

第一步，消防通道－13.58 m 基坑范围，护坡桩＋锚杆＋基坑外抽渗井；

第二步，大面积－26 m 基坑范围，地下连续墙＋锚杆＋基坑内疏干井＋基坑外水位观测井；

第三步，大剧院－32.5 m 基坑范围，薄壁地下连续墙＋基坑内疏干井＋基坑外减压井。

表 10-5　　大剧院台仓基坑支护方案比较表

方　案	施工方法及分析	优　点	缺　点
方案一 地下连续墙 支护结构方案	从－26.0 m 基底处施做地下连续墙支护结构，考虑到基底抗浮和抗管涌的安全，地下连续墙的底部必须进入第⑧层相对隔水层一定深度（墙底标高－57.0 m左右），连续墙设计深度较大，穿过⑤层、⑦层卵石层且已穿透第二层承压水	施工风险小	① 施工难度大 ② 造价高 ③ 不利于地下水的保护
方案二 高压旋喷方案	采用高压旋喷方法，将台仓底部相对隔水层的厚度增大，即将基底第⑥层相对隔水层下部的⑦层卵石层旋喷加固约 4 m，从而平衡来自第二层承压水的浮力，使台仓基底稳定	理论效果好	施工难度大，质量难以保证，实施效果难以预测，不利于地下水的保护
方案三 旋喷隔水帷幕 ＋基底抗拔桩方案	旋喷隔水帷幕与抗拔桩能共同组成一个整体，抗拔桩进入第⑦层卵石层约 4 m，从而平衡来自第二层承压水的浮力，使台仓基底稳定。抗拔桩和旋喷帷幕向来很难紧密结合，从而抗拔桩所起到作用微小	理论效果好	施工质量要求很高，实施效果难以预测，不利于地下水的保护
方案四 冻结基坑壁＋坑 壁喷锚支护方案	经测算坑壁冻结厚度平均为 2.0 m，冻结结构底都须入第⑧层相对隔水层一定深度，底标高同样为－57.0 m，深度为 11.0 m。冻结坑壁内喷锚结构厚约 30 cm，逆作法施工并适当施以对撑。冻结结构起到支挡隔水和基底抗浮的作用	施工风险小，有利于地下水资源保护	施工工期长，耗电量大，造价高
方案五 减压降水＋薄壁连 续墙隔水帷幕方案	台仓基坑周围施做减压降水井，将影响台仓基底稳定的第二层承压水的水头标高降低至基底稳定的水头标高，同时，在台仓周围施做隔水帷幕墙，将－26 m大面积基坑的稳定水位与台仓内疏干后的水位隔开，以确保－26 m 大面积基坑的稳定。隔水帷幕仅起到隔水的作用，厚度可减薄为 300 mm，采用连续墙成槽的设备施工，槽内灌素混凝土	造价低，较有利于地下水资源保护	地下水的控制施工要求高，有一定的风险

上述确定的方案在两次由地下工程方面和地下水控制方面专家参加的《国家大剧院深基坑方案的专家论证会》得到了一致的肯定，认为选定的方案考虑问题全面，能满足工程的要求，但施工难度仍很大，是否能顺利实施，还需经实践的检验，应该考虑在场区内先进行“异位”工程试验，完成设备选型、工艺确定等一系列技术问题后，再实施工程。

5. 基坑方案的设计

选择设计计算软件较为慎重，经分析研究确定选择上海同济大学开发的启明星深基坑支护设计软件进行分阶段、分不同的部位、不同条件下的基坑支护结构设计；最终的设计成果再利用日本电脑公司的新概念构造分析支援系统软件进行空间结构的分析，从而确定 202 区支护结构质量监控的重点部位。并根据其验算结果，对 202 区超椭圆支护结构的受力相对小、安全可靠性相对强的部位进行适当的设计优化，达到优化支护体系的目的。

1）消防通道桩锚支护和地下水控制设计

（1）设计要求。消防通道桩锚支护结构在本次施工设计阶段，护坡桩及第一道锚杆均已施工完成，由于桩锚支护结构与连续墙锚杆支护结构之间的平面距离有 20～22 m，为了充分利用该场地条件，在原设计第二道锚杆的标高位置留置一个土台。按照经验，支护结构被动土压力区作用范围一般为 10 m 左右，确定土台的留置尺寸为下口 10 m 宽，土台边坡按 1∶0.5 放坡。则原确定的护坡桩加两道锚杆的方案，变为护坡桩加一道锚杆加留置土台方案。

－6 m 基坑的破裂面对桩锚支护影响的分析与考虑。－26 m 基坑开挖破裂面如图 10-7 所示。

经计算，破裂面的影响范围仅为连续墙顶以外 9.5 m 范围，桩锚支护体系完全处在破裂面之外，因此，桩锚支护设计无需考虑－26 m 基坑开挖的影响。

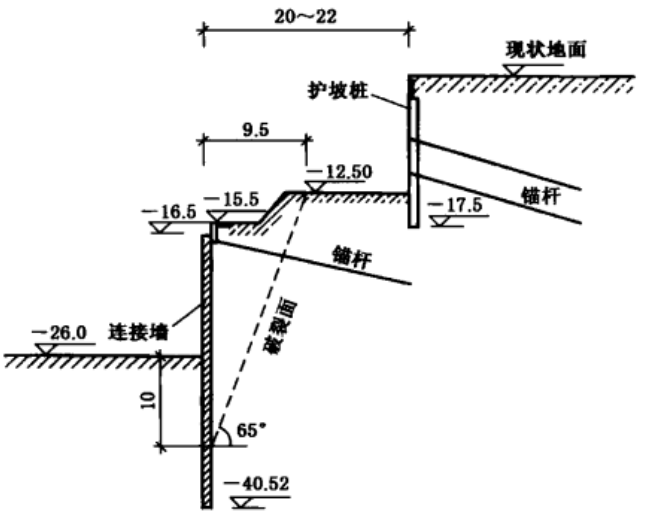


图 10-7　－26.6 m 基坑破裂面示意图

由于桩、锚支护的基坑深度拟定 13 m，局部留置土台后基坑深度仅有 8.5 m 左右，护坡桩附近无重大建筑物，因此，从设计的角度要求支护结构的横向最大变形量控制在 30 mm 以内就能保证周边建筑物的安全。经计算，桩后地面沉降影响范围不超过 15 m，最大沉降值不超过 10 mm。

影响桩锚支护结构基坑开挖的地下水主要为上层滞水，该层水在 202 区基坑东侧、西侧、南侧受旧有管线的影响较大，滞水较丰富，北侧滞水很少，确定槽外采用抽、渗井间隔布设，槽内设引渗疏干井，对于局部下渗困难区域，采用槽内明排的方式。

（2）设计方案。在 202 区消防通道东、西两侧设计的支护方案为 ϕ600 mm 护坡桩加一道锚杆加桩内外 ϕ600 mm 降水井。

护坡桩桩顶设置 370 厚 2～2.5 m 高砖挡墙，以利地下结构中的各种管线的埋设。

锚杆为预应力锚杆，预加应力为锚杆设计拉拔力的 1.1 倍，锁定值为锚杆设计拉拔力的 0.85～0.9 倍。

锚杆设计倾角为 25°～30°，并要求锚固段进入砂层不少于 6 m，以提高锚杆的设计锚固力和减少软土地层中的蠕变量。

按照以渗为主的原则在 202 区外围距护坡桩 3 m 处间隔布设渗水井与抽渗结合井，井间距 10 m，井深 20 m。

在 202 区内部间隔布置渗水井与抽水井(兼做观测井)，间隔 15 m×15 m，井深 18 m。

具体方案见图 10-8。

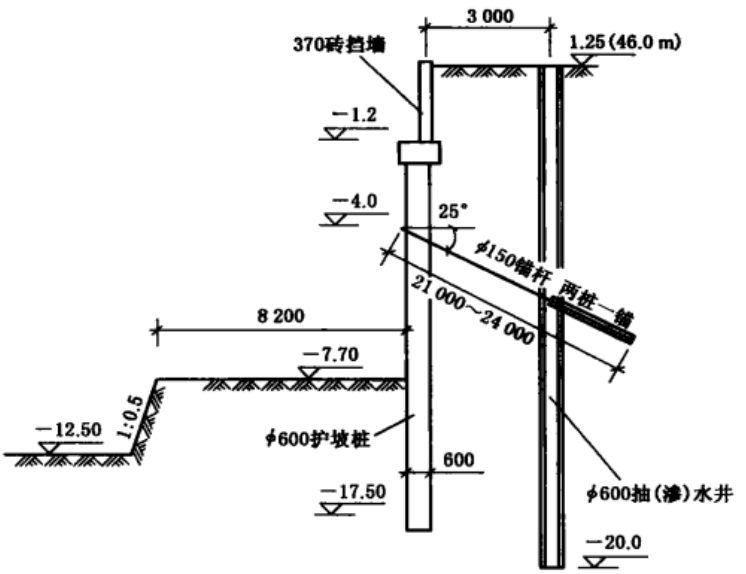


图 10-8 消防通道桩锚支护和地下水控制设计剖面图

2) −26 m 基坑地下连续墙锚杆支护和地下水控制设计

(1) 设计要求。由于 202 区主体结构的外墙即为外围消防通道的内墙，因此，对连续墙支护结构的水平变形量需要严格控制，设计要求控制在 20 mm 以内，墙后地面沉降值控制在 10 mm 之内。

导墙底标高和连续墙顶标高的确定。地质勘察报告提供层间潜水的水位标高为 −13.65～−15.04 m，实际层间潜水位为 −15.0～−15.9 m，从经济考虑，将导墙的顶标高降低为 −15.5 m，底标高设置在第④层的 −7.0 m 标高处，导墙基槽施工时，采取分段施做和明排水相结合的措施。导墙施工完成后具有双重作用：一是在连续墙成槽施工中起导向的作用；二是在连续墙完成后基坑土方开挖过程中外侧导墙起挡土的作用。连续墙顶标高确定为 −16.5 m，保证与倒 L 形导墙底端相搭接 50 cm。

连续墙锚杆支护结构中锚杆道数的确定。从支护结构受力合理的角度以及有效控制支护结构横向变形的角度考虑，连续墙锚杆支护结构宜设置两道锚杆。若设置两道锚杆，考虑第一道锚杆设在墙顶连梁上，第二道锚杆与第一道锚杆相距 2.5～3 m，则第二道锚杆的孔口标高至少在 −19 m 处，锚头就已经处在承压水头以下，锚杆即便以 13°

的倾角打入，按照锚杆长 20 m 计算，锚杆也将穿破隔水层进入承压水地层约 6 m，由于锚杆进入承压水的卵石地层，水的补给在具有压力的情况下，会汇成“泉涌”造成锚杆的成孔困难和成锚的注浆质量，同时，锚头的堵孔也十分困难。设计时，考虑连续墙设置一道锚杆，并将锚杆设在承压水头标高（－17 m）以上 50 cm 处的连梁上，倾角不大于 15°，这样，可避免在连续墙体上预留孔，使导墙、墙顶连梁和锚杆三者得到了有机的结合，节省了不少费用。

连续墙底标高的确定。由于地下连续墙要起到挡水土和稳定基槽的作用，抵挡水、土压力满足支护结构整体稳定性要求，经计算，连续墙的嵌入深度约为 6～7 m 即可。要隔离承压水，按规范，地下连续墙需要嵌入相对隔水层不小于 1.5 倍墙厚；考虑到相对隔水层较薄且具弱透水性，连续墙的设置形成的槽内外较大的水头差及第二层承压水的存在均有可能形成向槽内渗流造成管涌，破坏基槽稳定，这需要通过两项抗渗流稳定验算确定连续墙嵌入相对隔水层深度及槽内水位控制标高以满足基槽抗渗流稳定性要求。验算时，槽内水位按－29.5 m 计算。

位于相对隔水层⑥层以下的第二层承压水对基槽的渗流稳定验算：

根据规范公式：

$$\gamma_{Rw} = \gamma_m (D + \Delta D)/p_w \geqslant 1.2$$

式中 γ_{Rw}—— 基槽土层渗流稳定抗力分项系数；

$D + \Delta D$—— 相对隔水层顶面距基坑底面的深度，m；

γ_m—— 相对隔水层以上土的饱和重度，kN/m^3；

p_w—— 相对隔水层顶面处水压力，kPa。

经计算，－26 m 基坑，$\gamma_{Rw} = 1.29 > 1.2$，满足要求；

槽深为－29.0 m 时，γ_{Rw} 约为 1.2，基本能满足要求。

基坑内外水头差对基槽的渗流稳定验算：

根据规范公式：

$$\gamma_{Rw} = \frac{\gamma_m t}{\gamma_w (h' + t)} \geqslant 1.1$$

式中 γ_{Rw}—— 基槽土层渗流稳定抗力分项系数；

t—— 连续墙的底端距基坑内水位的距离，m；

γ_m—— 连续墙嵌固深度范围内土的饱和重度，kN/m^3；

h'—— 基坑内外地下水位的水头差，m；

γ_w—— 水的重度，kN/m^3。

经计算，－26 m 基坑，$t = 14.6$ m；

－28.5 m 基坑，$t = 17.4$ m。

对于－26.0 m 基坑连续墙的计算嵌固深度为 14.6 m，即墙底的相对标高为－41.1 m，墙底进入相对隔水层的深度为 2.76～5.26 m，平均深度约为 4.0 m。对于－28.5 m 基坑（戏剧院台仓处）连续墙的计算嵌固深度为 17.4 m，即墙底的相对标高为－46.4 m，墙底需穿透相对隔水层。

本工程基槽的抗渗流稳定性需进行以上两类验算，考虑到相对隔水层并不是通常意

义的透水层，应以两类验算的安全系数基本一致为较经济合理。在第一、第二层承压水头基本一致的情况下，保持二者在相对隔水层中的渗流路径长度一致，就能达到合理要求，由此确定连续墙底进入相对隔水层⑥的深度宜为隔水层厚度的一半。根据勘探资料，第⑥层相对隔水层的厚度为5.0～7.4 m，平均为6.2 m，则连续墙墙底嵌入相对隔水层的平均深度约为3.1 m。综合以上条件，相对隔水层顶绝对标高在8.5 m以上的部位，由于该部位连续墙底嵌入相对隔水层深度已近5 m，建议将连续墙的墙底抬高1.0 m，标高变为－39.5 m，使墙底嵌入相对隔水层约为4.0 m。

锚杆水平间距的确定。根据初步选定的地下连续墙的成槽设备（德国宝峨公司的进口BS640型抓槽机），其每抓均为2.8 m，采用“两钻一抓”施工工艺，则每槽长度为5.6 m，按每个槽段设置两根锚杆考虑，锚杆的水平间距平均为2.8 m，为保证每个槽段的受力均匀，两根锚杆对称布置。由于是一道锚杆且锚杆的水平间距较大，这为202区外围的大直径基础桩的施工创造了有利条件。为了减小槽段接头的剪切力，增强连续墙接头的抗渗性能，在接头两端锚杆的预应力施加值应力求均衡。

锚杆预应力施加值的确定。为了确保连续墙支护结构的水平位移量控制在20 mm之内，适当提高锚杆的预应力施加值为锚杆轴向受拉承载力设计值的80%～90%。从对地下连续墙支护结构的测斜结果来看，水平位移量普遍控制在10 mm之内，完全达到了预期的目的。

连续墙设计计算中，对水压力的考虑。202区外围地下连续墙起挡土和隔水的作用，墙外的第一层承压水水头维持现状，仅将墙内的滞留水疏干至基底以下，因此，地下连续墙支护结构在设计计算时，须考虑墙侧土压力、水压力及墙外附加超载。

对连续墙产生作用的第一层承压水含在第⑤层的砂卵石层中，水头标高在－17.0 m左右，考虑到承压水头年变幅2～3 m，设计时，承压水头标高按－15.0 m计算。

－26 m基槽内地下水的疏干：地下连续墙已将第一层承压水隔住，－26.0 m基坑仅需将槽内的“滞留水”控制在－29.5 m以下，而对墙外的承压水只进行动态观测。总抽水量包括两部分：槽内第一层承压水残存水；通过各种途径渗入槽内的补给水（来自于墙外的第一层承压水及相对隔水层⑥以下第二层承压水）。

（2）设计成果。在202区主体超椭圆结构的外圈设计的支护方案为800 mm地下连续墙加一道锚杆加槽内ϕ600 mm疏干和水位控制井。

设置20 cm厚、1.5 m高的倒L形钢筋混凝土导墙，导墙兼做挡土和隔水墙使用。

杆为预应力锚杆，预加应力为锚杆设计拉拔力的1.1倍，锁定值为锚杆设计拉拔力的0.85～0.9倍。

锚杆设计倾角为13°～15°，并按调整的水平角度设置，以避开消防通道基础桩。

在202区槽内，按30 m×30 m间距呈梅花状在－15 m标高施做疏干井，井深23 m，考虑到在结构施工过程中，还将对越流补水加以控制，以防水位上升，所以，井管采用两种类型：一种为ϕ235 mm钢质桥式滤水管；另一种为ϕ400 mm/ϕ300 mm无砂豆石混凝土滤水管。管外充填2～4 mm豆石作过水滤料至孔口。

根据施工条件及位置，排水设计二级排水装置，用于解决抽水最终排放至市政雨污水管道中。

202区共设计地下连续墙600 m，锚杆207根。疏干井30眼，其中，钢管井10眼，无

砂水泥管井 20 眼，第一层承压水位的观测井 2 眼。

大面积－26 m 基坑地下连续墙锚杆支护和地下水控制具体方案见图 10-9。

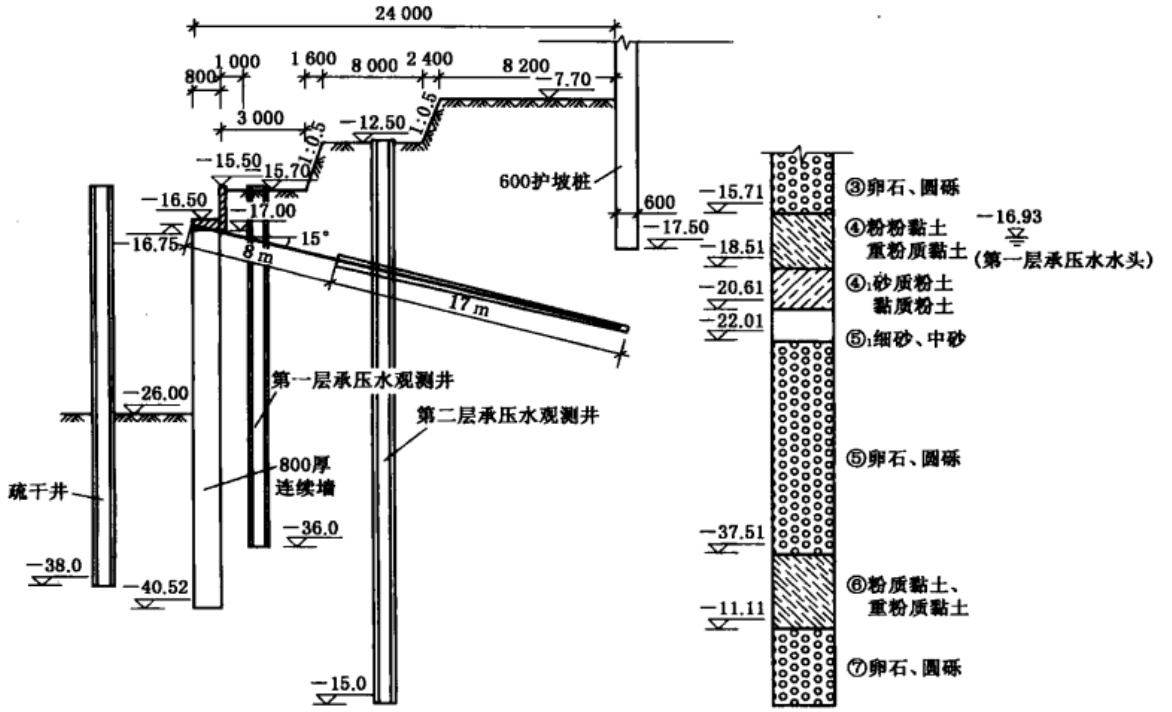


图 10-9　大面积－26 m 基坑地下连续墙锚杆支护和地下水控制设计剖面图

3）歌剧院台仓－32.5 m 基坑隔水帷幕和地下水控制设计

（1）设计要点。歌剧院台仓基坑外圈设置的素混凝土地下连续墙隔水帷幕，起到隔离台仓槽内外口层卵石层中的地下水的作用，目的是在台仓槽内外维持不同的水位标高，以满足台仓槽的顺利施工（水位维持在－33.5 m 左右）及－29.1 m 基槽抗渗流稳定的要求。为保证隔水效果，计算确定隔水帷幕的底端进入相对隔水层 2 m 深。

台仓周围设置的减压降水井，主要是影响到台仓基底稳定的第二层承压水的水头降低至满足基底稳定水头标高，为此，需要进行抗浮和抗管涌验算。

抗浮验算：

$$\frac{\gamma_m(D+\Delta D)}{p_w} \geqslant \gamma_{Rw} = 1.2$$

经计算，$h = 25.4$ m；

抗管涌验算：

$$\frac{h\gamma}{\gamma_w h'} > \gamma_{Rw} = 1.5$$

经计算，$h = 25.4$ m。

综合以上两方面的稳定验算，需将第二层承压水头控制在－26 m 以上，即需将第二层承压水降低 10 m 的水头，方可保证台仓基槽的抗渗流稳定。

利用承压非完整井模型计算，将第二层承压水头降下 10 m 的基坑涌水量约为 2.1 万

m^3/d。第二层承压水减压井单井出水量约为 967 m^3/d。根据计算的基坑涌水量和减压井单井出水量，确定基坑减压井为承压非完整井。

台仓减压井仅为降第⑦层内的承压水头，为防止承压水从管外上渗，减压井在其他的地层中应采取壁管，并采取严密的管外全长封闭措施。

第二层承压水压力水位为－16 m，为防止井内水的突涌，减压井管上口设置在－15.7 m 标高处，井底以进入第二层承压水层 4 m 进行控制。

(2) 设计成果。在 202 区歌剧院台仓范围设计的支护方案为 300 mm 厚连续墙隔水帷幕加帷幕外 ϕ600 mm 减压井加帷幕内 ϕ600 mm 疏干井。

隔水帷幕墙顶标高设计为－29 m，墙底标高设计为－39.2 m，进入相对隔水层 2 m，以使台仓外的水位能控制在－29.5 m 左右。

在距台仓基坑上口开挖线 1.0 m 处按 9 m 间距布设减压井，减压井上口标高－15.7 m，下口标高约－51 m。井径 ϕ600 mm，管径 ϕ325 mm 钢管，在－42 m 以上为壁管(壁厚 5 mm)，以下为桥式滤水管(壁厚 5 mm)。滤水管必须进入第二层承压含水层 4 m，滤水管外包缠 60 目尼龙砂布，并充填 2～4 mm 豆石滤料。－41 m 以上全长采用黏土球封孔填至－25 m。

根据施工条件及位置，设计二级泵站排水装置，用于解决抽水最终排入市政雨污水管道。

共设计台仓连续墙隔水帷幕 190 延米。台仓减压井 26 眼，第二层承压水观测井 2 眼。

6. 设计分析软件在技术研究中的应用

目前，在北京建筑市场上常用的商业软件有：上海同济大学开发的启明星深基坑支护设计软件、北京理正软件设计研究所开发的深基坑支护设计软件和日本软脑株式会社开发的新概念构造分析支援系统软件等。启明星深基坑支护设计软件和北京理正软件均按平面分析进行设计计算，其土压力的计算模式及极限平衡嵌固深度验算、各种安全稳定性验算均完全与国家现行行业标准《建筑基坑支护技术规程》(JGJ120—99)中规定的公式和计算方法相吻合，可用于北京地区的实际工程。日本软脑株式会社的新概念构造分析支援系统软件采用三维有限元模型进行分析计算，设计需要的参数多、计算起来较为繁琐，但把 202 区整个基坑建立起三维空间模型进行计算分析，能比较直观地了解到支护整体受力情况和变形情况，对进行基坑的变形监测和优化基坑设计能起到一定的作用。

在国家大剧院深基坑支护结构设计中，考虑到工程的重要性和复杂性以及地下工程中存在的不可预见因素较多等情况，经分析研究我们选择启明星深基坑支护设计软件进行基坑支护结构设计，施工采用聚乙烯塑料管，管上呈梅花型竖向划开注浆孔，注浆管露出混凝土外的部分采用钢管，用以接压浆管。为保证工字钢型接头吊放位置的准确，接头与钢筋笼焊接在一起吊起放入槽内。

7. 工程实施效果

国家大剧院 202 区地下连续墙全长约 610 m，共浇注混凝土 12 000 m^3，加工钢筋 1 045 t，钢板接头 505 t。在施工过程中，钢筋及钢板接头加工、导孔成孔、成槽、混凝土浇注等各关键分项工程质量评定优良率均超过 95%，槽孔垂直度等关键指标经专门检查均符合设计要求。国家大剧院 202 区基坑－17.0 m 以下，于 2002 年 9 月开始土方开挖，经检验，地下连续墙墙面平整坚实，垂直度、平面位置等均达到设计预期要求，杜绝

接头位置大面积的渗漏水，并于 11 月 15 日经业主、监理联合验收完毕，工程质量等级评定为优良。

台仓部分止水帷幕采用 300 mm 厚度素混凝土地下连续墙，总长度 190 m，成槽深度为 14 m，槽段宽度一般为 6.5～7.2 m，总工期 30 d。经后读工序检验隔水帷幕墙获得了预期的隔水效果，为后续工程创造了有利条件，该工艺受到了各方面的好评。

8. 锚杆施工技术研究

(1) 研究须解决的技术问题

① 高承压水卵石地层中施工锚杆所用钻机的确定。

② 高承压水卵石地层中锚杆成孔工艺及锚杆灌浆工艺的确定。提出可行的施工工艺，在高承压水卵石地层中施工锚杆，每台钻机每班完成 4 根(22 m/根)，以满足工期的要求。通过对高承压水条件下锚杆灌浆技术的掌握，使锚杆极限抗拔力达到 1 500 kN。

③ 高承压水条件下锚孔的止水方法。要求达到成锚后不发生孔口渗水的目的。

④ 制定切实可行的高承压水卵石地层中锚杆施工成套技术和工艺。

采用的研究方法及取得的研究成果广泛地收集了国内外锚杆施工工艺、施工设备及有关锚杆工程的施工经验；以理论研究及专家论证等形式初步研究成孔设备的工作能力指标、灌浆技术、止水方法及成孔工艺。

经过对锚杆的钻机型号、成孔工艺、灌浆方法、止水措施研究论证后，为证实可行性与可靠性，在与设计地质、水文条件相同的北侧场区护坡桩处进行试验锚杆施工，并在基坑南区进行破坏性锚杆试验施工。

锚杆施工设备选择：为适应国家大剧院基坑工程高承压水卵石地层中锚杆的施工，只能选择动力充足、扭力大的高压射水成孔工艺的全液压履带式双套管冲击锚杆钻机。在锚杆试验中选择了 KR80302 型钻机和 S400 型套管跟进式射水成孔钻机。在试验中发现，KR80302 钻机在钻进过程中仅 10 m 以下卵石层使用液压冲击锤，其余均为正常钻进，钻孔深为 20 m，用时 78 min，整个试验过程未出机械损坏事故。SM400 钻机设备由于维修保养较差，液压动力头与滑道之间的间隙约为 5 mm，钻进时动力头摇摆严重，消耗了大量扭矩和钻进力，钻孔时间约为 130 min。由此看来，KR80302 钻机具有成孔质量好、速度快等优点，在施工各流程中严格加以控制，完全可以满足国家大剧院基坑锚杆施工的要求。

(2) 经反复研究确定了如下的地下水控制方案

① 上层滞水用渗抽水井降水。

② 主体结构外围用地下连续墙帷幕封闭隔离第一层承压水。

③ 在连续墙内设抽水井，抽取槽内滞留水和第二层承压水向上的渗流水，并达到控制槽内水位的目的。

④ 在主体结构外围地下连续墙外设观测控制井，用其控制第一层承压水的水位标高，解决第一层承压水水位上升问题，以保证地下水连续墙安全。

⑤ 东西两侧支护桩外设抽、渗井，作为丰水期阻隔潜水的备用井。

⑥ 在台仓结构外设隔水帷幕隔第二层承压水，在地下连续墙内设第二层承压水水位控制井。用其抽取连续墙内第二层承压水以降低第二层承压水水头。

⑦ 在地下连续墙外围设观测井，对第二、三层承压水水位变化进行监测，以确认是否

需采取必要的应对措施，保障基坑安全及解决施工中结构“上浮”问题。

表 10-6 给出了各种地下水控制方案的比较。

表 10-6 地下水控制方案比较

序号	方案名称	支护结构评价	降水工程评价	综合评价
1	全面疏干	单一支护结构，型式较为简单，造价低	成井种类繁多，包括桥式沥水管井、无砂水泥管井、钢管井和回灌井等，总计 5 400 m 左右，成本造价高，降水维护成本高，周期长	不可避免要长期、大量抽水，虽然也可动态控制，但由于水量大，控制技术难度很大，在高承压水中进行回灌，技术不能保证。因此，技术上难度大，也不能完全保证周围建(构)筑物的安全，具有很大风险性，且水资源浪费严重
2	全面隔离	单一支护结构，型式很复杂，造价过高	成井种类少，数量少，成井造价低，降水维护成本低	地下水控制较简单，但支护结构造价过高，且支护结构过于复杂、施工很困难
3	部分隔离	支护结构较为复杂，造价过高	成井数量、种类适中，成井造价适中，降水维护成本偏低	地下水控制较简单，支护结构造价虽比第二种方案低，但造价也明显过高，支护结构同样也很复杂，施工也很困难
4	隔离+控制	两种支护结构，但型式均属简单，造价较高	成井数量、种类同第三种方案，成井造价适中，降水维护成本较低，具有一定周期	支护结构造价明显比第二、第三种方案低，施工也比第二、第三种方案简单，成井成本同第三种方案相近，明显低于第一种方案，维护成本比第二、第三种方案高，但远低于第一种方案

(3) 施工试验研究方案确定后需进行施工试验以确定成孔工艺及洗井、封井方法。

① 设备工艺选择试验。分别选用 CJF-12 冲击反循环钻机和常用 GPS-18 反循环钻机进行试验，根据施工试验结果表明，对于大颗粒地层，选择冲击反循环钻机施工较理想，它具有以下优点：钻进过程中，使用黏土少，便于洗井，成井速度快，钻进成本较低，缺点是钻进时振动较大，开孔辅助用时较长。施工首先选用冲击反循环钻机进行施工。

因连续墙采用“两钻一抓”成槽，采用钻机为 BG-12 型旋挖钻机，其成井速率更快，施工中也可采用旋挖钻机成井，但洗井须采取一些技术措施。

② 减压井单井抽水试验。按设计基槽要求，配 32 m^3/h、扬程 52 m 的潜水泵进行单井抽水(根据前期试验井抽水试验结果)，观测其稳定降深后单井出水量是否大于 967 m^3/d。试验表明 32 m^3/h 潜水泵单井抽水时主孔水位降深很小，单井抽水停泵后水位恢复太快。

③ 减压井群井抽水试验。群井抽水试验按不同的抽水泵配置、不同的开泵数量、不同的排水量等，归纳起来共做了三类试验。试验表明，各减压井的出水情况有差异，间隔断流的井有多眼，这些井达不到设计的单井出水量；依据试验决定增加两眼备用减压井，减压井实际数量增加到 26 眼。

④ 减压抽水井电源切换试验。试验前在基坑西侧安装了两台 120 kW 柴油发电机，在基坑东侧安装了一台 200 kW 柴油发电机，供抽水井和管道泵在停电的情况下使用。2001 年 9 月 9 日，进行了抽水电源切换试验。根据试验结果，从断电开始到水位回复到 −26.00 m，共用了 40 min。由于实际电源切换时间比试验过程所用时间要长。对台仓基坑底部抗浮、抗管涌不利，不能确保安全。因此，建议考虑二路供电，确保一路有电就能保证基坑安全。备用发电机只能在确定停电时间的情况下，提前作好准备才能确保及时切换。

工程实施及效果于2001年7月8日基坑工程正式开始槽外降水工作，2001年12月12日台仓减压井开始正式抽水，至2002年2月5日停止减压井抽水，2002年2月16日封井完毕。

202区基坑工程共完成施工试验井三眼，疏干井33眼，减压井26眼，第一层承压水观测井两眼，第二层承压水观测井两眼，第三层承压观测井一眼，连接外排水管线和集水管线1 200余m，安装潜水泵、管道泵及用电设备80余套。

台仓减压抽水控制在日排水量约20 000 m^3左右，台仓中心第二层承压水水位从−16.52 m降到−26.0 m并保持基槽稳定，经观测水位波动小于0.5 m。

减压井的封闭方法是：停止抽水；水下灌入特殊无收缩混凝土至槽底标高以下2 m处；将用膨胀橡胶、海带和木塞为膨胀止水材料制作的膨胀止水器用ϕ73 mm钻杆下至设计标高，24 h后利用止水器与钻杆之间连接反丝把钻杆卸开后从井内提出；下入潜水泵把止水器以上的水抽出；用水位观测计监测井内水位变化，确认井已完全封死后，提出抽水泵；从设计标高处把井管截断，用钢板把井口焊死，并确保井口焊缝处不渗水，最终完成封井工作。

由于采取有效的技术措施，使降水工程完全达到了预期的效果，整个202区地下结构施工没有因降水问题而耽误，降水效果很好。

从监测结果可以看出，受回填土的影响，槽外周边地面沉降西侧较东侧大，西侧最大沉降为15.4 mm，东侧最大小于9 mm。从观测资料分析看，第二步土方之后的工况对护坡桩周边地面沉陷影响是很小的，也就是说实施本地下水控制方案引起的沉降很小。

根据结构沉降观测结果表明，在整个施工过程中结构最大上浮值为0.73 mm，最大沉降值为25.95 mm，地下水动态控制满足了结构抗浮要求。

9. 基坑工程监测系统分析及应用研究

(1) 研究须解决的技术问题

本基坑工程监测项目多(见表10-7)、测点多(见图10-10测点平面布置图)，数据处理量很大(原始数据达23万多个)，工程要求能对监测的数据进行实时分析、判断和反馈，为此，需要自行开发一套具有很强实用性的监测系统，开发该系统包括如下的研究内容：

表10-7　　主要监测项目一览表

序　号	监测对象	监测项目	监测元件及仪器
1.	支护结构	—	
①	护坡桩(墙)支护体	深层水平位移	Sinco测斜仪
②	护坡桩(墙)支护体	垂直沉降	DINI12数字水准仪
③	护坡桩(墙)支护体	锚杆轴力	测力计和数字频率仪
2.	相邻环境	—	
①	相邻地层	沉降	DINI12数字水准仪
②	相邻建筑物	沉降	DINI12数字水准仪

① 监测数据库系统。包括地表沉降、桩顶沉降、护坡桩水平位移、连续墙水平位移、锚杆应力、土钉墙水平位移等子库。

② 监测数据分析处理、反馈系统，包括数据报表、变形曲线的查询、输出打印。

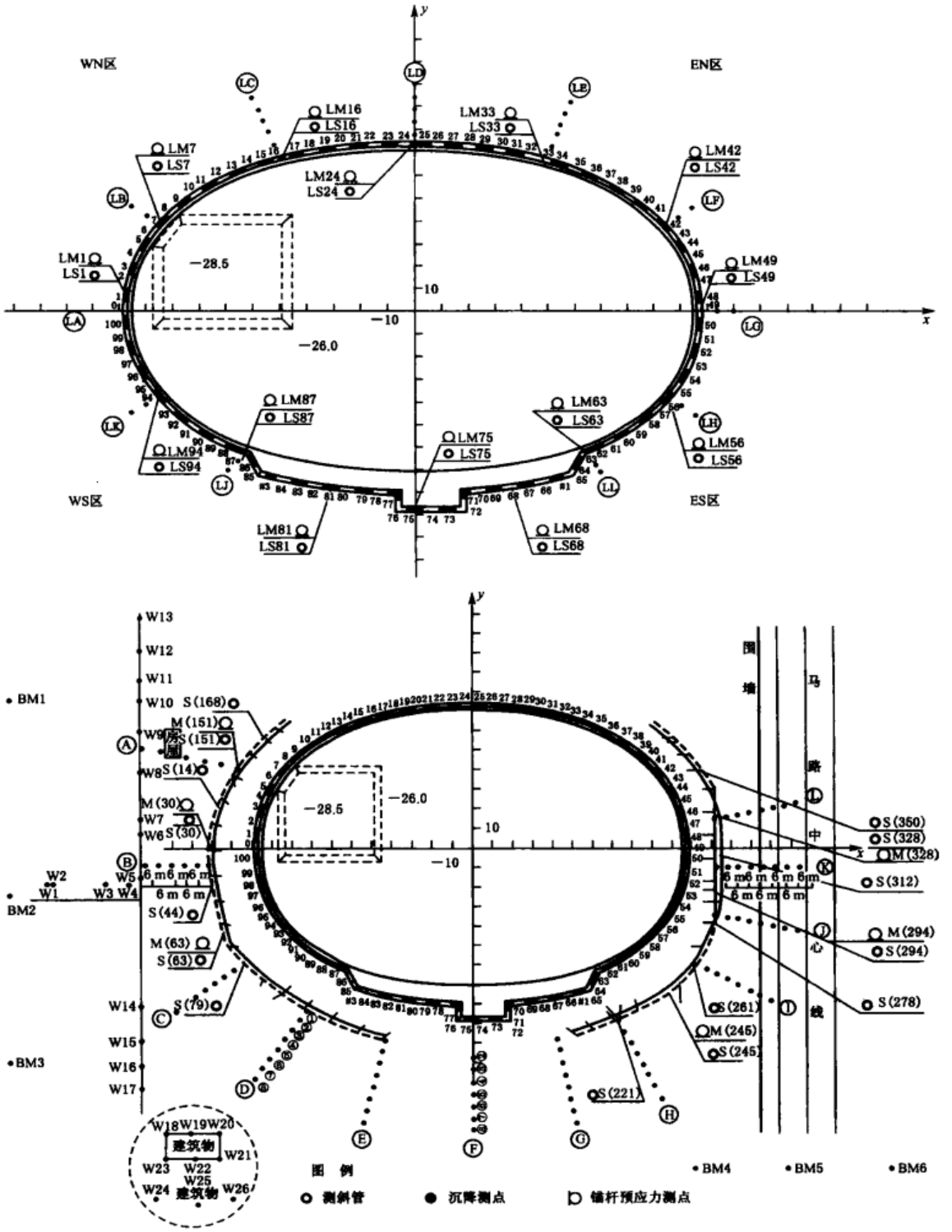


图 10-10 国家大剧院护坡桩测点平面布置意示意图

③ 测试设备的接入研究。

④ 数据处理系统，拟通过间接平差、拉格朗日插值法、三点移动平均法等完成监测数

据处理。

⑤ 监测资料的分析和基坑变形预报系统，拟链接 $3D-\sigma$ 工程处理软件和警戒界限法对基坑的变形监测数据进行分析和进行预报。

10. 采用监测方法及取得的研究成果

1）监测方法的研究

鉴于国家大剧院工程监测数据量大的特点，同时要求在基坑工程监测过程中对测斜仪、数字水准仪、锚杆轴力计等土工仪器的监测数据进行快速、准确的处理分析，并迅速地绘制成曲线，才能及时为支护结构、相邻建筑物设施的安全提供动态信息，也就是说，在某种意义上，监测报告的及时性与仪器测量数据的准确性相对于单纯增加测读次数来说，其重要性一样突出。然而监测技术人员往往通过手工或者是使用一些非专业软件，工作效率低，不能满足现场监测快速、准确要求；而同类系统很难满足如此大量数据快速处理的信息化需要。因此，结合所采用的数字化仪器的特点和监测设计要求，开发出了具有如下功能的基坑监测分析系统：

（1）监测数据库和前端系统平台的可视化。通过建立数据库，使采集的数据管理系统化、规范化，使成果资料做到共享。前端系统平台包括数据输入、查询、报表等。

（2）数据的快速处理和报表。由于本工程采用了 DINI12 数字水准仪测量和 Sinco 测斜仪等数字化仪器，这些仪器解决了原始数据自动记录的问题，但存在数据后续处理麻烦的缺陷，如何准确而快速地处理好这些原始数据是系统开发的先决条件。

（3）基坑的安全及时自动报警。建立自动预警和等级预警系统，使得预警参量予以量化和自动化。

（4）支护系统的安全状况进行工况对比分析和回归分析。在基坑开挖过程中，对支护结构的变形状况和发展规律及时分析，及时为施工提供信息反馈。

通过建立可视化的监测分析系统，使得监测数据集中处理和分析，从而提高监测信息的获取速度、管理水平、分析水平及速度，充分发挥施工监测快速信息作用。

2）监测项目实施

（1）深层水平位移监测。深层水平位移监测是基坑监测中最重要的测试内容，特别是桩墙的深层水平位移，直接反映基坑支护结构稳定性和设计的准确性和合理性。

基坑开挖前，将测斜探头放入导管，每 0.5 m 作为一个采样点，采集导管各点的初始数据。共埋设墙内测斜管 14 根、桩测土内测斜管 13 根、桩内测斜管 2 根。土方开挖前观测 4 次，取均值作为初始观测值。土方开挖后、下中大雨后、锚杆张拉后均需测量 1 次，平常测量频率为 2 次/周。

（2）沉降监测。在开挖前，在影响区外（距基坑开挖位置距离大于 2 倍基坑深度的地方）设 6 个基准点。将沉降测点布置于护坡桩（墙顶顶部）和周围土体。顶部布点时用冲击钻在帽梁顶部钻孔深度约 10 cm，埋入膨胀螺栓，将监测沉降点固定于膨胀螺栓上。并外设保护罩，防止测点损坏或锈蚀。测量频率一般定为 1 次/3 d。

（3）锚杆轴力监测。护坡桩锚杆轴力测点共 6 个，东西两侧各 3 个，布置于上排锚杆上；地下连续墙锚杆测点共 14 个。在锚杆张控前将锚杆测力计安装在孔口垫板上，再安装张拉机具和锚具，同时对测力计的位置进行校验，合格后正式开始进行预紧和张拉。基准值确定后，采用分级加荷张拉法进行观测。张拉结束后，测量频率一般情况为 2 次/周。

3）监测成果

（1）水平位移监测分析。护坡桩或桩侧土体水平位移除S79号因局部流砂导致最大测值达37.89 mm外，均未超过23 mm，结构出地面时，各测孔的最大水平位移变化范围为4.62～22.98 mm。地下连续墙在主体结构出－17 m时，最大水平位移的变化范围为4.64～10.87 mm。

（2）锚杆轴力分析。到主体结构出地面时，护坡桩锚杆轴力为149～282 kN，只有其最初锁定值的39.4%～77.6%。2001年4月，地下连续墙锚杆轴力最后一次测试时为400～600 kN，平均值为504 kN，大多数锚杆轴力已略超出或接近锁定后的当日测值，但均小于设计锁定值。

（3）地面沉降监测分析。从监测结果可以看出，槽外周边地面沉降西侧较东侧大，西侧最大沉陷为15.4 mm，东侧最大值小于9 mm，连续墙施工后的工况对护坡桩周边地面沉陷影响很小。从沉降影响范围看，20 m以外的地面没有因基坑工程施工发生沉降，基坑工程施工没有导致周围建筑物发生沉降。

地下连续墙周边地面沉降最终测值一般为－6.4～2.5 mm，基坑开挖对地下连续墙周围15 m范围外的地面无影响。

（4）支护结构沉降分析。护坡桩（桩顶）沉降变化较小，变化幅度位于－4～4 mm之间。在2000年12月以前（护坡桩土方开挖）。桩顶表现出“稳定—下沉”之趋势，2001年4月之后（桩墙间放坡、地下连续墙土方和结构施工）桩顶则表现出“上升—回落—平稳—下沉”的趋势。

不同时期地下连续墙墙顶均向上位移。随土方向下开挖，墙顶上抬越明显。至连续墙三步土方完工，墙顶平均上抬量达12.07 mm。从空间分布看，北端墙体上抬量大于南端。自2001年8月16日开始进行地面沉降测试以来，连续墙累积上抬量为：最大值18.30 mm（北端LD1测点），最小值7.78 mm（东南侧LH1测点）。

11. 评价及结论

通过国家大剧院深基坑工程的设计、施工技术研究及工程的成功实施，我们可以进行如下的评价并得出如下的结论：

1）关于超深基坑支护技术

（1）结合基坑的特点和地下水的情况，经多种方案、多种计算软件进行比选，选择出最经济合理的支护型式，即分步挡、降结合的方案，避免了大面积降水带来的风险。紧密结合基坑工程的特点和难点，在满足基坑支护要求的前提下，有效地降低工程施工技术难度，也使工程造价趋于合理。

（2）采用护坡桩、地下连续墙和隔水帷幕多种支护型式进行基坑支护，采用疏干、抽渗水、隔水和减压等多种降水措施并用，突破了传统基坑支护和地下水控制模式，更新了基坑施工技术的传统观念。

（3）在工程施工中通过全过程的监控量测，从观测结果看支护结构安全稳定，基坑周围地面沉降值很小，深、大基坑的开挖对临近的人民大会堂、大会堂西侧路、居民房以及石碑胡同均无任何影响，达到了基坑支护的预期目的。

2）关于地下连续墙施工技术

（1）通过研究总结出的“两钻一抓”施工工艺，能很好地满足厚卵石层地质条件下的

地下连续墙的垂直度控制要求和工期对成槽速度的要求。

(2) 采用旋挖钻机成孔＋宝峨 BS650 型抓槽机抓槽的成槽设备组合，适应高承压水巨厚卵石地层地质条件的要求。

(3) 本项目对泥浆性能与配比的研究满足了承压水及巨厚卵石地层情况下的槽壁稳定要求。

(4) 采用“工”字形钢板的刚性接头以及接头处采取注浆止水措施能够有效地预防和控制高承压水条件下连续墙接头渗漏，满足了在高承压水条件下地下连续墙防渗漏的要求，而与其配套使用的一系列措施也为保证接头施工质量，防止绕流等事故起到了积极有效的作用。

(5) 经检验，地下连续墙墙面平整、坚实，垂直度、平面位置等均达到设计预期要求，杜绝了接头位置大面积的渗漏水，形成了高承压水卵石地层条件下地下连续墙施工的成套技术。

3) 关于锚杆施工技术

(1) 通过国家大剧院锚杆工程的工程实践，成功解决了深大基坑富含高承压水砂卵石地层锚杆成孔与灌浆问题，采用功率超过 79 kW 的锚杆钻机配合高压水旋转喷射切削土体能够有效解决卵石地层成孔难题，在锚杆底端用充浆布袋封堵承压水是可行的。

(2) 采用二次连续中压注浆代替常规高压注浆能够保证承压水头砂卵石地层的锚杆施工及锚杆极限承载力。

(3) 在砂卵石地层，采用增大射水压力和射水时间，不仅可在套管前方较易形成较大空间，也可减少前方卵石阻力，使锚杆杆体形成糖葫芦形状，大大提高锚杆的极限抗拔力。

4) 关于地下水动态控制技术

(1) 该工程总结出了一套深大基坑高承压水卵石地层中有效的地下水控制技术。

(2) 首次采用了疏干、隔离、降压等多种形式联合并用的地下水控制方法，为复杂水文地质条件下地下水控制探索出一条新的思路。

(3) 有效解决了建筑物抗浮问题，保证了工程结构本身的安全和工程结构施工进度。

(4) 减少了对周围环境的影响，保证了周围重要建(构)筑物的安全。

(5) 减少了场区地下水抽排水量，有效地保护了地下水资源，将环保放在工程施工中很重要的地位，为地下水控制工程中有效保护环境提供了先例。

5) 关于基坑工程系统监测和分析

(1) 连续墙、护坡桩和桩周土体的水平位移均小于设计值和规范值，说明基坑支护设计是可靠和合理的，各分项或分部的施工质量均达到了设计的要求。

(2) 断面为椭圆形的地下连续墙支护体系对于抗衡土体侧向压力效果显著。

(3) 地下连续墙及其周围地面上抬，说明了基坑下部承压水对基坑工程的影响很大，同时也说明对于北京地区这种罕见的复杂水文地质条件下的深大基坑工程所做的基坑支护和对承压水采用的防治措施均是合理的。

(4) 通过本工程实践表明，开发的基坑监测分析系统实现了数据处理、预报警、数据分析和反馈的及时性；实现了信息的充分共享，通过这个平台发挥了监测数据的信息作用，具有很强的实用性和生命力，是监测技术人员很好的工具。

【工程实例 3】 上海金茂大厦基坑工程的设计与施工

金茂大厦位于浦东陆家嘴隧道出口处南面，工程占地 2.3 万 m^2，建筑总面积 29 万 m^2，地下三层，地上 88 层，塔尖标高 420 m。地下三层面积约 6 万 m^2，基坑开挖面积近2 万m^2（见图 10-11），开挖深度主楼为 19.65 m，裙房为 15.1 m。主楼下有 429 根直径 914 钢管桩，桩长 65 m，送桩 17.5 m，裙房下有 632 根直径 609 钢管桩，桩长 33 m，送桩13.5 m，该工程由中国上海对外贸易中心股份有限公司投资，美国 SOM 设计事务所设计，上海建工集团总公司承包。

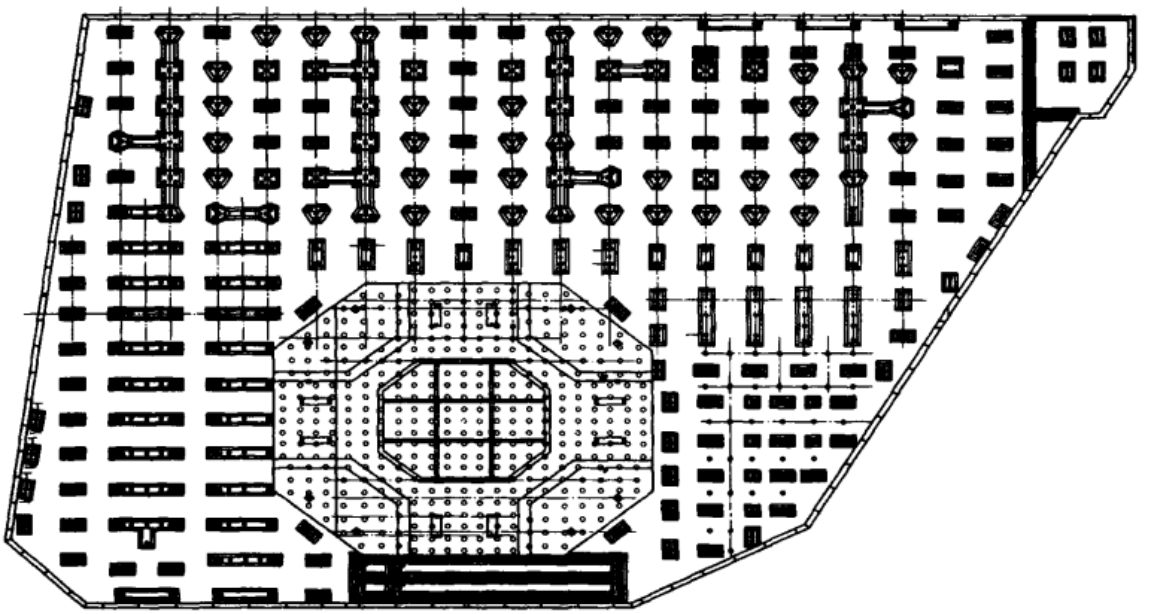


图 10-11 基础平面图

1. 基坑工程特点

该工程是目前上海地区基础工程施工中最大最深的工程项目，而整个工期十分紧张，技术含量高，给承包商带来了不少困难。

（1）作为基础外墙围护工程的地下连续墙兼有承重墙的职能，地下墙壁厚 1 m，深 36 m。由于地下墙内壁不再设内衬，这就要求施工单位在地下墙施工中确保施工质量，尤其在槽段的接缝处理、槽底沉渣清理、整个墙体的防渗等方面，必须严格把关。

（2）基坑的临时支撑采用现浇钢筋混凝土支撑，虽然基坑支护在上海软土地基施工中，已经形成较成熟的施工工艺，支护的设计也积累了一定的经验，但是对于金茂大厦如此巨大的深坑，其支撑设计和施工工艺决不是原来的认识。由于体量大，杆件长，带来许多附加的技术难点，如支撑的温度应力和支撑的收缩徐变，支撑的沉降变化，支撑上的附加荷载的影响等。有些问题一时还很难通过计算来确定。

（3）基础土方量大，达 30 万 m^3，并且业主要求 1994 年 7 月开始打桩，1995 年底前塔楼先行到达±0.000。因此，支撑形式要充分考虑到塔楼和裙房的交叉施工，使塔楼的 15

万 m^3 土先行挖出，这在土方开挖、人工降水等方面会带来新课题。

（4）由于基础施工采用二阶段开挖方案，所以在主楼核心筒和地下室钢结构吊装时，混凝土支撑应不碰这些结构，故支撑设计应做到避让：避让塔楼核心筒、避让地下室钢结构、避让裙房地梁、避让基础钢管桩。这些都给支撑平面布置带来了许多困难。

2. 总体支护方案选择

金茂大厦建于上海特定的地基土上，地质软（见表 10-8），面积大（约 20 000 m^2），体型不规则，基坑深（−19.65 m），要求高（地下管线复杂，北临主干道陆家嘴路），为了满足金茂大厦的基础施工，必须拟定多种方案，进行技术和经济比较，然后确定支护工程的设计方案。

表 10-8　　各层土的物理力学指标

土层编号	土层名称	厚度/m	层顶绝对标高/m	含水量 w/%	重度 γ/(kN/m³)	孔隙比 e	渗透系数/(cm/s)		固结快剪	
							K_h	K_v	c/kPa	ϕ/°
1	填土	0.9	+3.800	—	—	—	—	—	11	17
2	粉质黏土	2.175	+2.900	35.3	18.5	1.00	5.11×10^{-5}	—	17.0	20.8
3	淤泥质粉质黏土	4.200	+0.725	39.6	18.1	1.11	1.77×10^{-4}	2.81×10^{-6}	11.5	22.0
4	淤泥质黏土	9.720	−3.475	49.0	17.3	1.37	1.64×10^{-6}	2.47×10^{-7}	14.0	13.50
5	粉质黏土	8.590	−13.195	34.4	18.5	0.98	1.33×10^{-7}	2.49×10^{-5}	13.0	20.0
6	粉质黏土	3.215	−21.785	23.0	20.1	0.67	—	—	51.0	21.0
7−1	砂质黏土	6.94	−25.00	31.2	18.6	0.91	—	—	4.29	32.7
7−2	粉细砂	28.32	−31.94	26.9	18.9	0.8	—	—	0	33.57

根据美国 SOM 设计事务所的设计要求，支护结构采用支护和承重合二为一的地下连续墙，所以，方案选择的关键是：采用何种最合理和最经济的基坑支撑形式。

金茂大厦对三种基坑支撑：斜拉锚、钢支撑和钢筋混凝土桁架支撑进行详细的技术和经济比较，认为钢筋混凝土桁架支撑适应性强，施工可靠。从投资费用分析，大体上与斜拉锚方案相当。在上海当时的实际条件下，钢筋混凝土桁架支撑系统是最合适的基坑支撑方案，因此，决定采纳钢筋混凝土桁架支撑方案。

3. 基坑支护设计的考虑

（1）基坑支护采用地下连续墙作为基坑外围的挡土墙（兼地下室外墙），总长约 560 m，墙厚 1 m，墙深 36 m。

（2）基坑内设计三道钻孔灌注桩挡土墙，将主楼和裙房分区，为主楼首先施工和裙房划区施工创造条件。

（3）主楼区的钻孔灌注桩径为 ϕ1 200@1 400 mm，长 24 m；而裙房区的钻孔灌注桩径为 ϕ1 000@1 200 mm，长 18 m。

（4）钢筋混凝土桁架支撑应留有大空间，便于挖土。

基坑平面和测点布置见图 10-12，基坑围护结构剖面示意见图 10-13。

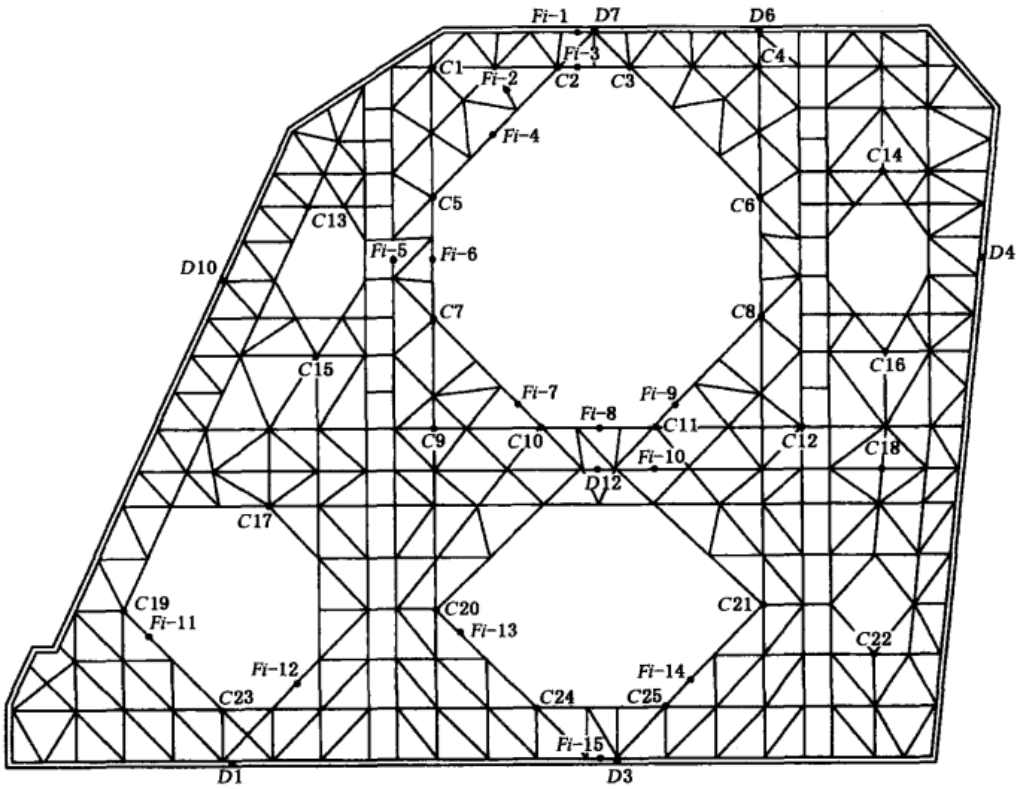


图 10-12 现场监测点平面布置图

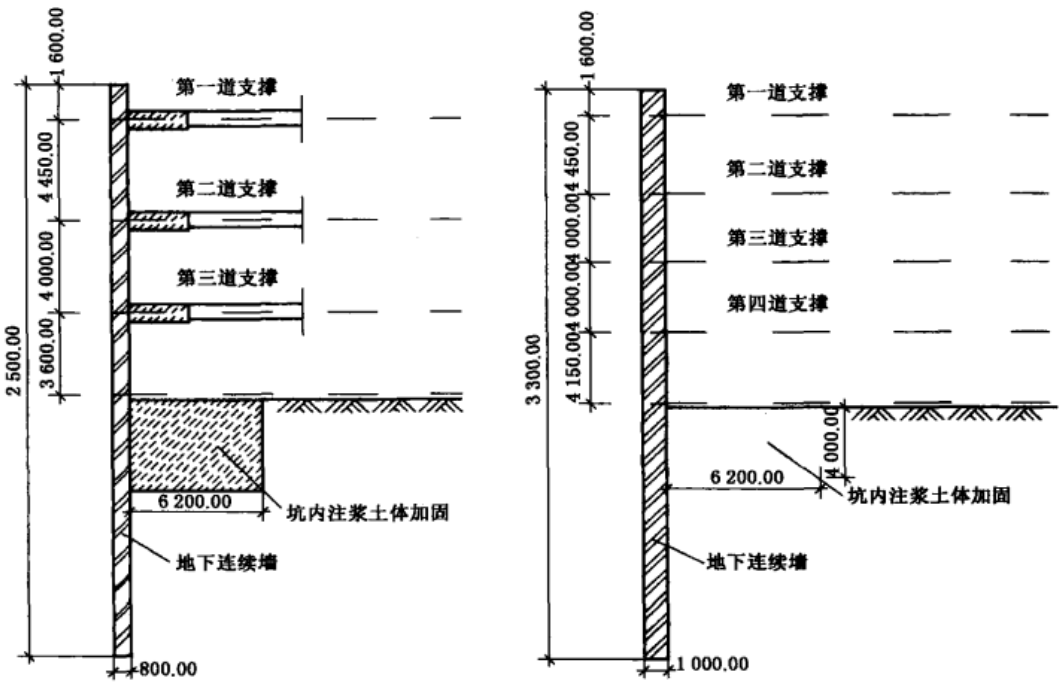


图 10-13 基坑围护结构剖面示意图

4. 坑外内围的地下连续墙和灌注桩计算

基坑外围的地下连续墙既是围护墙体，又是地下室的外墙，根据主楼开挖深度－19.65 m，裙房开挖深度－15.1 m，考虑主楼和裙房采用同一深度的地下连续墙，取墙厚为 1 m，深为 36 m，地下连续墙落在 7—2 土层上。

坑内围的钻孔灌注桩是为主楼先期开挖而设置的，在主楼区域，东面是地下连续墙，另外三面是钻孔灌注排桩，按开挖深度为－19.65 m，直径 ϕ1 200 mm，间距为 1 400 mm 设计。桩顶标高－8.7 m，桩底标高为－32.7 m，钻孔排桩落在 7—1 土层上。

连续墙和灌注桩墙的位移和内力均用 SAP90 程序进行计算。计算结果见表 10-9。

表 10-9　　地下连续墙和灌注桩的位移和内力计算结果

项　目	最大位移值/mm	最大剪力/kN	最大正弯矩/(kN·m)	最大负弯矩/(kN·m)
坑外主楼地墙	50	977	2 377(1 800/1 500)①	－1 577
坑外群房地墙	41	620	1 692(1 400/1 100)①	－1 112
坑内灌注桩墙	55	943	1 800	－1 200

① 表示坑内/坑外的弯矩设计取值。

5. 钢筋混凝土桁架支撑计算

根据 SAP90 程序进行计算，各道支撑的最大变位值、最大轴力、竖向最大弯矩以及水平最大弯矩列在表 10-10 中。表中最大轴力是指支撑的最大轴力，不包括围檩最大轴力。

表 10-10　　钢筋混凝土桁架支撑位移和内力计算结果

项　目	最大位移值/mm	最大轴力/kN	最大弯矩(竖向)/(kN·m)	最大弯矩(水平)/(kN·m)
第一道支撑	2.34	7 435	350	－1 691(2 737)
第二道支撑	3.36	14 711	440	－3 354(5 881)
第三道支撑	3.85	13 856	440	－4 072(6 739)
第四道支撑	3.60	16 315	350	－3 050(5 529)

至于钢筋混凝土桁架支撑立柱设计，根据 SAP90 程序对各道支撑的支座反力进行叠加，可得主楼区域支座反力最大值为 2 701 kN，裙房区域支柱反力最大值为 2 059 kN。在立柱设计中综合考虑在施工中的附加垂直荷载，对立柱用偏心受压构件计算进行设计。立柱由两部分构成，埋入挖土坑底以下的为钻孔灌注桩，坑底以上部分为格构式钢结构柱，该柱插入钻孔灌注桩内 5 m。塔楼区域的钻孔桩直径为 ϕ850、桩长 22.5 m、格构柱截面尺寸为 480 mm×480 mm、肢件为 L140 mm×14 mm 角钢，格构柱的钢材为 Q235 钢，主楼和裙房支撑立柱均落在 7—2 土层上减少沉降变形。

6. 现场监测结果分析

施工时对各受力构件的主要部位进行信息化跟踪监测，图 10-12 为地下连续墙、钻孔灌注桩以及桁架支撑的监测点布置图，图中 $D1$，$D3$，$D4$，$D6$，$D7$，$D10$ 为地下连续墙垂直(测斜)变形监测点；F_{i-j} 为桁架支撑轴力监测点的编号，i 为各道支撑编号，j 为测点编号。

下面仅就主楼和裙房的地下连续墙的实测变形进行分析。

(1) 主楼地下连续墙变形结果分析。今选主楼地下连续墙变形测点 $D7$ 的典型实测

结果(见图 10-14)进行分析,从图中的曲线可见,主楼的地下连续墙变形如下特点:

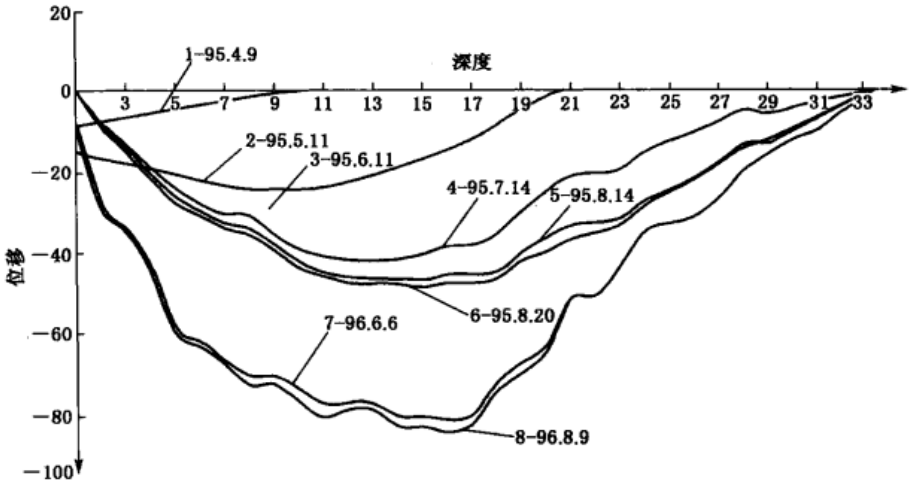


图 10-14 主楼 *D*7 测斜曲线

① 在主楼基础底板施工完毕以前(图中的 6-95. 8.20),连续墙的实测变形与计算变形值非常接近:*D*7 最大变形为 49 mm,而计算变形为 45 mm。最大变形发生的部位较之计算最大变形的位置低:*D*7 最大变形的位置在地下 15 m,而计算最大变形的位置在地下 12 m。

② 在第三道支撑拆除时(图中的 7-96.6.6),连续墙的实测变形发展较快:*D*7 最大变形为 81 mm,而计算变形为 50 mm。*D*7 最大变形的位置在地下 16 m 处。究其原因是:主楼基础(厚为 4 m)底板浇捣后,在养护降温的过程中,底板有一定的收缩,此时,基础底板对地下连续墙的约束很小。在第三道支撑拆除后,地下连续墙的变形对基础底板产生一个压力,该压力使基础底板产生变形,并导致地下连续墙的进一步变形,这种情况在一般基坑围护工程中尚未遇到。

③ 在第三道支撑拆除以后(图 10-14 中 8-96.8.9),连续墙的实测变形发展较小,并趋以稳定。*D*7 的全过程最大变形值为 84 mm,但均较计算最大变形值 50 mm 大。究其原因是:此时,基础底板对地下连续墙产生很大的约束,而地下连续墙刚度又很大,所以,地下连续墙产生的变形增量很小。

(2) 裙房地下连续墙变形结果分析。裙房地下连续墙变形特点与主楼的有相似之处。不过,在第四次挖土以后到第三道支撑拆除过程中(5-96.6.6)变形较大。*D*1 最大变形为 81 mm,*D*3 最大变形为 99 mm。*D*1 最大变形发生在地下 17 m 处,*D*3 最大变形发生在地下 15 m 处,位置均比计算最大变形的位置低,计算最大变形的位置在地下 12 m 处。究其原因:裙房基础底板只有 50 cm 厚,对地下连续墙的约束相对主楼小之故。在第三道支撑拆除以后(8-96.8.9)的变形趋以稳定,*D*1 全过程最大变形为 97 mm,*D*3 全过程最大变形为 102 mm,但均比计算值大。

特别指出:裙房最后一次挖土产生的地下连续墙变形比之主楼最后一次挖土产生的地下连续墙变形大,主要原因是:裙房最后一次挖土时间较长,地下连续墙挖土根部暴露过久所致。

应予注意，裙房挖土深度比之主楼挖土浅，但从裙房连续墙的最终变形较大的原因可见，相同的地下连续墙和支撑系统，并不是挖土较深，变形一定较大，而主要与地下连续墙挖土根部暴露时间以及底板对地下连续墙的约束有直接关系。

【工程实例 4】 基坑围护工程采用逆作施工法

近年随着基础开挖向大深度、大面积方向发展，在高层建筑密集地段，大型深基坑围护工程的施工，往往由于场地狭窄，又受到周围环境对变形控制的严格限制，使传统施工方法的应用相当困难，因此通过改善地下开挖工程的施工工艺，发展新型施工方法来克服上述弊病非常必要。基坑支护采用逆作法又称半逆作法，是通过改进设计和施工工艺发展而成的一种新型基坑围护方法，即通过地下室楼板直接代替围护支撑而取得基坑围护的效果。此法在国外发达国家已被广泛使用且技术相当成熟。20 世纪 90 年代中期，我国上海、北京等地区逆作法也开始被引入采用，并相继成功地应用于一些高层建筑的地下工程施工。如地上 46 层、地下 4 层的上海森贸大厦，基坑尺寸为 91.00 m×66.65 m，开挖深度达 17.5～21.4 m，属于超大型基坑。由于采用了逆作法的围护方案，使基坑变形得到有效控制，确保了基坑周边建筑物的安全，并大大缩短了工期，取得良好的经济效益。

本文以上海某基坑围护工程为背景，对该工程实际采用的逆作法与原计划拟用的顺作法进行对比分析。

1. 工程实例概况与场地地质条件

本基坑位于市中心的繁华闹市区，平均开挖深度 13.6 m，局部开挖深度达 14.6 m。由于基坑周围密布高层建筑群和地下管道及重要公共设施，在开挖过程中，基坑周边的变形需加以严格控制，以确保安全。

拟建场地的地质条件较差，属典型的软弱地基，主要受力层的土性为淤泥质粉质黏土、淤泥质黏土和粉质黏土，地下水位较浅，土体含水率高，孔隙比一般大于 1.0，渗透性差，抗剪强度低，具体物理力学指标见表 10-11。

表 10-11　　土层物理力学性质指标

土层	名　称	厚度/m	含水率 w/%	密度 γ (kN/m³)	孔隙比 e	固结快剪		K (10^{-7} m/s)	
						c/kPa	ϕ/(°)	V	H
①	填土	0.8～2.8							
②	褐黄色粉质黏土	1.3～1.8	34.3	1.85	0.982	9	17.25	1.61	1.88
③	灰色淤泥质粉质黏土夹砂	5.8～6.7	42.5	1.76	1.210	23	25.75	—	3.28
④	灰色淤泥质黏土	7.2～8.0	46.9	1.71	1.354	11	13.00	0.734	2.31
⑤—1	灰色黏土	4.8～6.0	37.9	1.80	1.099	16	14.00	0.680	1.33
⑤—2	灰色粉质黏土	22.9～24.3	33.4	1.81	1.005	16	26.25	2.22	2.49

2. 两种施工方案

1）原顺作法施工方案

本工程原选用顺作法施工方案，采用厚800 mm地下连续墙的挡土墙结构(兼隔水用)，挡墙墙体插入深度为14.0～15.0 m，同时作为主体垂直荷载承重结构的一部分，支撑体系采用的是多道混凝土水平支撑的结构体系。水平支撑平面与剖面图如图10-15所示。

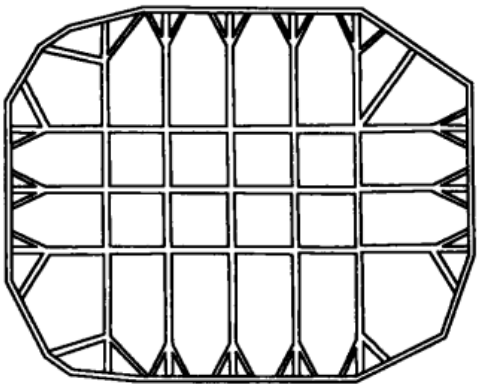


图10-15 顺作法方案围护结构平面图

顺作法的水平内支撑及土方开挖方案如下：

(1) 第一层土方开挖自天然地面标高(－1.200 m)全面开挖至－3.200 m，并及时浇筑第一层钢筋混凝土圈梁和支撑；支撑截面为$b \times h = 1\,200\ \text{mm} \times 800\ \text{mm}$。

(2) 第二层土方开挖在第一道支撑达到预定强度后进行，开挖至－7.300 m，及时浇筑第二道支撑与围檩；支撑截面为$b \times h = 500\ \text{mm} \times 900\ \text{mm}$。

(3) 待第二道支撑达到预定强度后，可以开挖第三层土方至－10.800 m，并及时浇筑第三道支撑与围檩；支撑截面为$b \times h = 500\ \text{mm} \times 900\ \text{mm}$。

(4) 待第三道支撑及围檩达到预定的强度后继续开挖第四层土方至设计标高－13.600 m(局部－14.500 m)，浇筑基础底板混凝土；基础底板厚2.6 m；底板达到设计强度等级标准值后可由上而下依次拆除临时水平支撑并浇筑地下室楼板混凝土(图10-16虚线所示)。

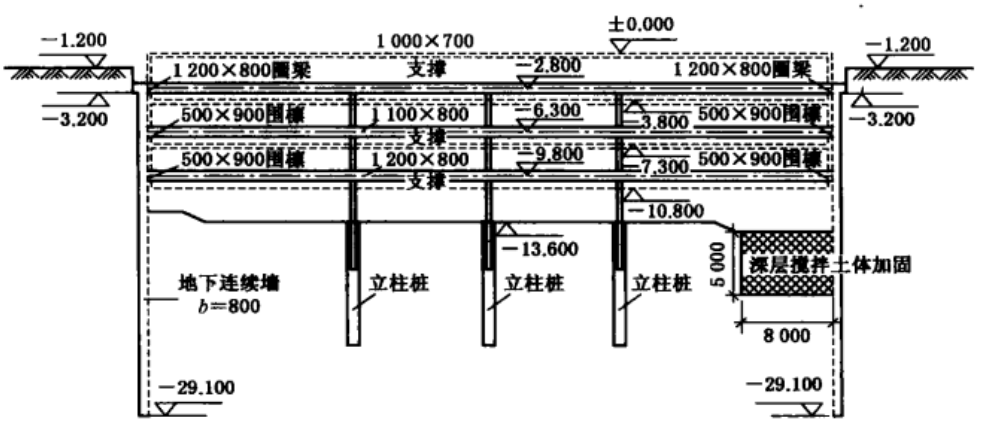


图10-16 顺作法方案围护结构剖面图

表10-12为原方案连续墙和支撑内力变形的分析结果。

表10-12 顺作法施工方案围护结构的内力和变形

施工阶段	水平位移 y/mm		最大弯矩 M_{max}/(kN·m/m)	最大剪力 Q_{max}/(kN/m)	水平支撑反力/(kN/m)		
	端部	最大			1	2	3
第一次开挖	20.0	20.0	－239.0	74.9			
第二次开挖	18.2	18.9	275.8	98.5	359.4		
第三次开挖	8.7	44.8	940.4	504.3	148.4	914.4	

续表

施工阶段	水平位移 y/mm		最大弯矩 M_{max}/(kN·m/m)	最大剪力 Q_{max}/(kN/m)	水平支撑反力/(kN/m)		
	端部	最大			1	2	3
第四次开挖	7.8	73.9	1 578.4	655.7	85.2	903.3	1 106.3
拆除第三道支撑	4.8	70.2	1 287.7	637.0	43.0	1 249.3	
拆除第二道支撑	6.7	70.7	1 331.9	367.4	228.3		
拆除第一道支撑	8.5	70.4	1 328.4	358.5			

注：计算理论采用共同变形法。

2）逆作法施工方案

与地上部分相比，地下围护工程施工受地层条件等因素的影响很大。本工程处于典型的软土地基中，地层以低强度、饱和的淤泥质黏土为主，地下水位浅，地质条件较差，而周围的建(构)筑物环境又极其复杂。由于原方案未能充分考虑这些不利因素，经初步分析发现，按原方案施工围护结构的内力和变形偏大，若再增加围护结构的尺寸又很不经济，同时综合考虑其他因素，最后决定改用逆作法施工方案。

逆作法利用地下室楼板代替水平内支撑，各层地下室顶板均为 275 mm 厚普通钢筋混凝土无梁楼盖。逆作法的围护结构平面与剖面图如图 10-17、图 10-18 所示。地下室结构施工及土方开挖方案如下。

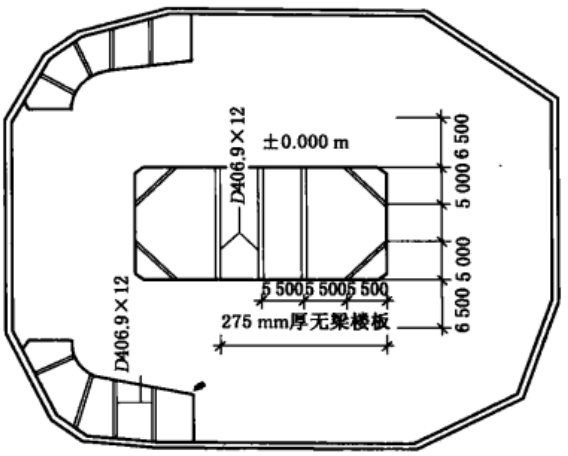


图 10-17　逆作法施工方案围护结构平面图

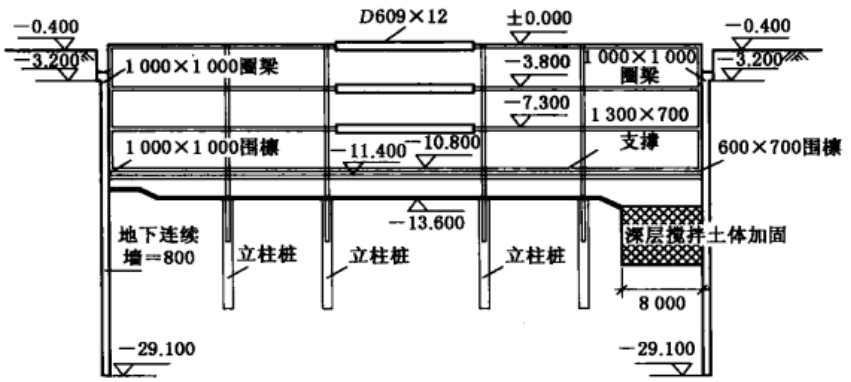


图 10-18　逆作法围护结构剖面图

(1) 第一层土方开挖至天然地面标高(约−0.400 m)做 100 mm 厚混凝土垫层，搭设排架，浇筑一层结构混凝土。

(2) 架设临时横支撑，开挖土方至−4.200 m，做 120 mm 厚混凝土垫层，浇筑 B1 层(地下 1 层)结构混凝土。

(3) 开口处架设第二层临时横支撑，土方开挖至－7.700 m，再浇筑 B2 层结构混凝土。

(4) 开口处架设第三层临时横支撑，土方开挖至－11.900 m，于－11.400 m 处浇筑一道临时混凝土支撑($b \times h = 1\ 300\ \text{mm} \times 700\ \text{mm}$)。

(5) 待混凝土支撑达到设计强度等级标准值 70%后，开始开挖土方至设计标高(－13.600 m)，浇筑厚筏基混凝土(－11.400 m 处的临时支撑不予拆除，为厚筏基的一部分)，然后自上而下进行剩余的 B1 和 B2 层的楼板、柱和墙施工。

为便于比较两种方案围护结构的内力和变形，表 10-13 给出逆作法方案围护结构的内力与变形分析结果。

表 10-13　　逆作法施工方案围护结构的内力和变形

施工阶段	水平位移 y/mm		最大弯矩 M_{max}/(kN·m/m)	最大剪力 Q_{max}/(kN/m)	水平支撑反力/(kN/m)			
	端部	最大			1	2	3	4
第 1 次开挖	0.4	0.6	－20.3	7.2				
第 2 次开挖	1.0	4.4	157.0	42.8	127.8			
第 3 次开挖	0.2	13.0	374.1	148.9	－41.7	404.4		
第 4 次开挖	－0.4	37.0	950.6	546.1	－157.8	279.3	889.0	
第 5 次拆挖	－0.5	49.1	1 056.3	523.2	－161.1	272.3	984.4	790.4

注：计算理论采用共同变形法。

3. 对比分析

工期、成本和风险是评价施工方案优劣的三个主要指标。为客观评价原设计方案与实际采用的逆作法施工方案，以下主要从围护结构的内力变形、工期和工程造价三方面作对比分析。

1) 内力与变形的比较

比较表 10-12、10-13 的分析结果可以看出，按顺作法施工方案引起的围护结构的内力和变形值明显大于逆作法所引起的内力和变形值。其中逆作法产生的围护墙最大水平位移值仅为顺作法的 66.4%，围护墙最大弯矩和剪力分别为顺作法的 66.9%和 83.3%，而最大支撑反力是顺作法的 78.8%。可见，与原方案相比，逆作法围护结构的受力体系得到明显改善，有效地减小了围护结构的内力和变形，从而降低了开挖施工的风险性。

2) 工期比较

一般而言，逆作法可以省去混凝土结构制作、养护及拆除临时支撑所需时间。当然，因施工方法和施工工艺的改变，一定程度上给土方开挖和其他工序带来难度，从而使工期又有所增加，但与传统的顺作法相比，逆作法所需的总工期有明显的缩短。从图 10-19 和图 10-20 反映的施工进度来看：对于本工程(±0.000 m 以下)采用逆作法其总工期缩短约 1/4。若考虑地下工程可以和上部结构同时施工，则总工期可缩短近 5 个月。可见，采用逆作法能够在时间上为业主带来明显的经济效益。

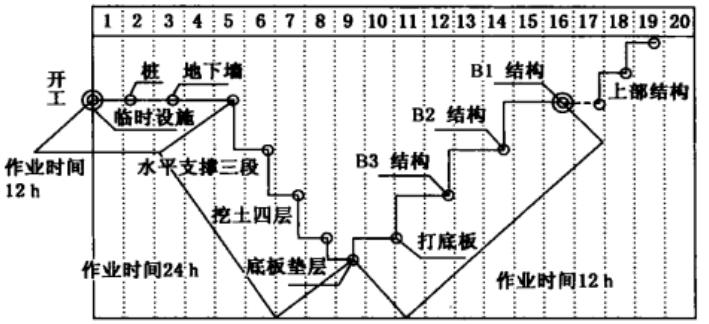


图 10-19　顺作法方案施工进度表

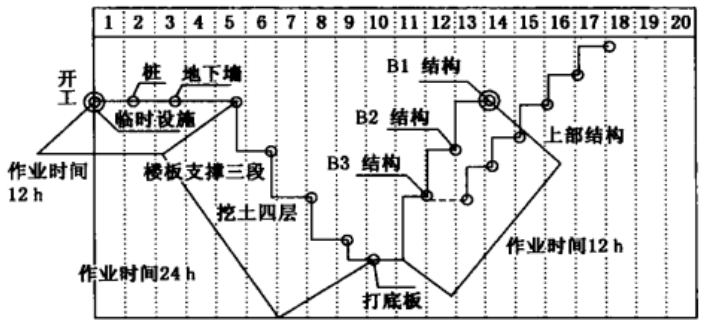


图 10-20　逆作法施工进度表

3）工程成本比较

本工程由于施工方案的变化成本有所增减(见表 10-14)。根据本工程施工成本的预算结果，逆作法的总成本略高于原方案。考虑到逆作法能明显减小施工风险，同时还能带来其他的效益，这种微小的投资增加还是值得的。

表 10-14　　逆作法方案费用增减的内容

费用增加内容	费用减少内容
挖土难度增加	工期缩短而减少的间接费用
楼板配筋增加	水平支撑的制作与拆除
地下墙与楼板的连接处理	现浇楼板部分
现浇楼板与后浇楼板的连接处理	模板与支撑
现浇楼板与内外墙的连接处理	
现浇楼板的开口处理	

4. 小结

本工程基坑开挖施工中，由于选用了较为先进的逆作法，通过改进设计和施工工艺，用地下室楼板代替围护结构支撑，提高了支撑结构刚度，有效地控制了围护结构变形，确保了基坑周围的地下管线、道路及公共设施的安全。采用逆作法虽在一定程度上增加了施工难度和施工费用，但地下和地上工程可同时施工，使总工期相比原方案缩短，同时还有利于保护环境、节约资源。

【工程实例 5】 锦州凯旋广场综合楼深基坑边坡支护施工

锦州凯旋广场综合楼位于锦州市解放路以南，锦华街以东。主楼地上 30 层，地下两层，基础内集水坑最深部位－12.8 m. 坑深深度为 10.6 m，10.3 m，9.6 m。基坑东边为锦州市人造花厂房，放坡仅 2 m，南侧为锦州电力电容厂办公楼，距离地下车库外墙仅 3 m 左右，北侧、西侧为主要道路，解放路和锦华街。按正常放坡，四周都无放坡条件。基础为筏基底板。基坑环境如图 10-21 所示。

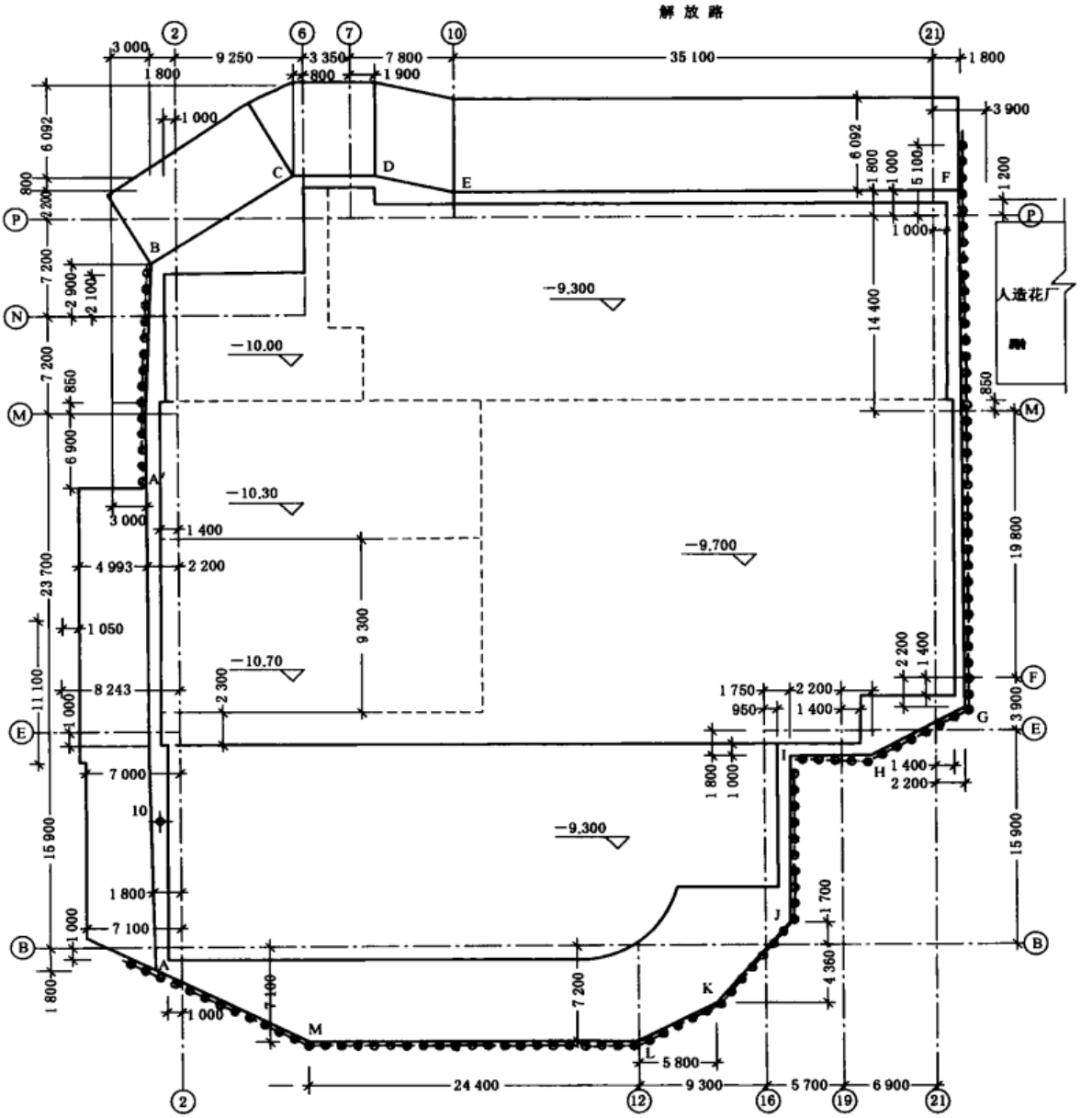


图 10-21 基坑平面图

1. 工程地质及水文地质条件

该工程场地土层自上而下依次为：①杂填土，层厚平均 1.5 m；②粉质黏土，稍湿—湿，可塑，层厚平均 2.6 m；③粉土，湿、稍密，中间夹层平均 0.75 m；④圆砾，一般粒径为 5～20 mm，最大粒径为 40 mm，充填 20%左右混粒砂及少量黏性土，稍密—中密，平均厚度为 4.2 m；⑤中砂，湿—饱和，稍密，部分地段缺；⑥圆砾，中密—密实；⑦砾岩，全风化—强风化。地下水位埋深 4.8 m 左右，地下水类型为潜水，地下水的补给主要来源是小凌河河水侧向径流及大气降水，圆砾层的渗水系数为 70 m^3/d，含水层为强透水层。

2. 工程特点

(1) 基坑距离原有建筑物及道路较近，无放坡条件。另外，坑壁圆砾属松散状态，不密实，容易造成滑坡现象，坑壁不能自稳，必须采取支撑结构以维护坑壁的稳定。

(2) 坑底地下水位较深，四周补给较快，易出现渗漏水现象。

3. 基坑支护方案

在综合分析基坑挖深，基坑平面形状尺寸，场地工程地质水文条件，场地周围的环境，邻近建筑物的重要程度，本着确保基坑侧壁稳定和周围建筑物安全的原则进行了适当的调整，设计如下：

(1) 东侧、南侧无放坡条件，采用泥浆护壁钻孔灌注桩，共设有 116 根桩，桩径为 600 mm 桩顶标高为－0.6 m，桩主筋为 12Φ20，箍筋 Φ6@200 mm，加劲筋 Φ16@2 000 mm。桩身混凝土为 C25，保护层 50。桩中心距为 1.2 m，桩长为 12.5 m、12.1 m 两种。桩在－3.6 m 处设锚杆一道，桩顶设冠梁一道 800 mm×500 mm，可以有效控制支护结构侧向变形和土体的位移，以保证结构均匀受力。

(2) 北侧距外墙有一定的放坡距离，采用 55°放坡，上部两排土钉，下部两排锚杆，土钉长 1.5 m，其中焊丁字形横杆长 300 m。采用 1Φ20 钢筋，挂 Φ6@200 双向筋，在上面喷射 100 厚 C20 混凝土。

(3) 西侧北段顶部放坡 3.0 m，下部采用 Φ600 mm 钻孔灌注桩加一排锚杆，西侧南段 63°放坡四排锚杆，加喷射混凝土。

4. 深基坑支护体系的施工

根据锚杆施工的特点，要求土方施工必须与支护施工密切配合，分层开挖分层支护，每层允许开挖深度 2.0 m，不允许超挖。坡面保留 100～200 mm 厚土层，由人工清理。

1) 泥浆护壁灌注桩施工

由于建筑场区内土质为松散的圆砾层，地下水位较高，采用泥浆护壁桩施工，有效地解决了在地下水位高、易塌孔、流砂和卵砾石等复杂条件下顺利成桩的技术难题。

(1) 施工工艺：桩施工流程为测量桩位→安装钻机→制备泥浆→成孔→拔除钻杆→吊放钢筋笼→吊放导管→灌注混凝土→拔接头管。

(2) 打桩施工部署：采用了 3 台钻机在东、西两侧同时打桩，每侧为一个循环段，间断两孔跳打，按此方法施工，直至打完全部护壁桩。

2) 锚杆施工

锚杆施工流程为：土方开挖至孔口标高下 500～700 mm，预留 4 m 宽作业面→测定孔位→成孔→锚架制作→注浆→编钢筋网→安放锚架→张拉锁定→喷射混凝土→开挖下一层。锚杆与土方施工密切配合，穿插安排。锚杆注浆后 7～10 d 进行张拉锁定。

(1) 基本试验:在锚杆正式施工前,每道相同条件下的锚杆先做 2～3 根试验锚杆,以验证锚杆的实际抗拔力是否满足设计要求。采用分级加荷方法。加荷设备采用 1 000 kN 的穿心千斤顶和高压电动油泵对锚杆施加相平衡抗拔力,通过油泵压力表控制千斤顶的拉拔荷载,加荷量每级 50 kN 维持不变。观察 5 min,测 3 次。待加荷到锚杆伸长大于 25 mm 时终止试验。锚杆总位移量控制在 25 mm 以内,实际测得各层锚杆的抗拔力即设计极限抗拔力。

(2) 张拉试验:在锚杆灌浆后 7～10 d 待水泥浆固结强度大于 15 MPa 时,即可进行锚杆张拉试验,张拉时,使张拉值达到设计抗拔力的 1.1 倍,然后按设计轴向拉力的 75%～80%进行锚杆的锁定。

5. 施工中出现的问题及措施

1) 桩间土的处理

原设计中桩中心距离为 1.2 m,桩间净距为 0.6 m。开挖后桩间土有塌落的现象。特别是圆砾层,土体间无黏结作用,特别松散,塌落现象更加严重,给下部施工带来困难,为确保桩间土稳定和±0.00 以下工程施工的安全。对桩间采取了喷射混凝土护壁措施。在圆砾层桩间加设 ϕ6@100 双向钢筋网,两端与桩主筋焊牢,喷射 100 厚 C20 混凝土,挂网及喷射混凝土高度由桩顶冠梁底至基坑底。

2) 地下水的处理

降水井及盲沟。周边设降水井 12 眼,管井间距为 18～20 m,井深 14 m,坑中心设两井深 16 m。根据以往经验及设计涌水量可满足施工降水要求。在开挖至 6.0 m 左右后,发现坑底涌水量远大于设计涌水量;主要表现为:虽经 14 口深井降水,但由于坑外水资源补给丰富,圆砾渗透系数大于勘察系数,降至－6.0 m 左右后水下降缓慢,无明显下降趋势,锚喷及挖土无法施工。原方案中无止水措施,使坑内外水形成通道,坑外水不断补给坑内。

3) 降水增加措施

(1) 基坑在开挖过程中,在基坑四周挖明沟排水,结合井点进行降水。

(2) 在原井点降水井中间用人工或机械挖掘 ϕ800～1 000 mm 的集水井,井底标高达到 11.0～11.5 m。

(3) 用原来 25 m^3 的水泵进行抽水,另外增加两台 12 m^3/h 大泵。采用深坑明排的方式,辅助降水。

4) 桩泥浆相对密度

在施工桩期间,按设计泥浆比重进行钻孔,由于圆砾粒径比较大,而且无细小颗粒,护壁护不住,而且带不上砾石,施工速度缓慢,故调整了泥浆比重,使泥浆能护住桩孔,保证桩孔正常进行。

6. 工程效果及评价

本工程基坑开挖后,支护体系经受了较大雨水的冲刷,在整个基坑开挖及结构施工中,给了支护结构严峻的考验,经数十次连续变形位移观测,位移量极小,支护结构安全无恙。

深基坑支护体系和基坑侧壁稳定性良好,地下结构施工顺利,表明本工程采用桩锚支护体系和土钉墙支护体系方案是合理的,工艺是可行的,为今后类似深基坑施工提供了可

行的施工方法和可借鉴的经验。

【工程实例 6】 高水位砂质土地区基坑降水及支护技术

福建元洪城住宅区(二期)总建筑面积 82 445 m^2,地下室两层,地上由五幢塔楼组成,其中四幢高 18 层,一幢高 23 层,地下室单层面积达 11 700 m^2。

1. 基坑工程特点

本工程地处闽江边(图 10-22),地下水位高、压力大,基坑总涌水量达 4 800 m^3/d,地下室施工时闽江水会通过岸边的砂质土渗透至基坑内,因此基坑的堵排水和地下室的结构施工、防水成为本工程的难点。

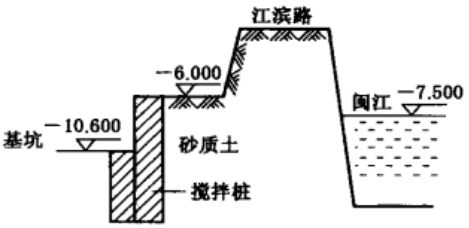


图 10-22 基坑剖面示意图

2. 基坑支护及堵水方案

本工程根据场地周边环境的特点,采取各边不同的支护措施(图 10-23)。南面江滨路边采用水泥搅拌桩重力式挡墙,同时兼作悬挂式止水帷幕,搅拌桩共 6 排,中间部分抽空(图 10-24),考虑到主、被动土压力无法平衡,在基坑内的被动区局部布设 3～4 排搅拌桩。东面和北面采用搅拌桩与土钉墙相结合的方式。搅拌桩设 2 排,相互搭接,喷锚面设 ϕ6@250 mm 双向钢筋网,喷射混凝土 100 mm 厚,锚管长 8 m。西面场地开阔,主动土压力较小,采用搅拌桩及自然放坡方式作止水和部分挡土之用。水泥土桩长 8.5 m,桩径 550 mm。前后排相错排列,相互咬合 100 mm。支护与止水帷幕的搅拌桩水泥掺量 Q_w=8%,水灰比 0.5。钻杆钻进和提升速度不大于 0.55 m/min,采用两次搅拌、两次喷浆施工工艺。

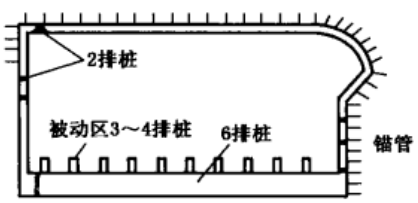


图 10-23 基坑平面图

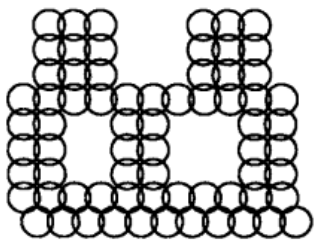


图 10-24 南侧搅拌桩平面布置

3. 排水方案

基坑以下土层大部分为砂层或含砂量极大的土层,透水性强。通常情况下,闽江水位高于基坑底面约 3 m,涨潮时水位更高,若不采取有效的降水措施,基坑中的水无法抽干,在承压水作用下,也可能发生基坑管涌。

1) 基坑大面积降水

采用深井降水系统对基坑范围内全面降水,共设置 22 口深井,基坑中按 4 排 5 列均匀布置 20 口井,并在东北角局部布设 2 口井。井深 16 m,其中,钢管长 14.5 m,管底埋置 1.5 m 厚碎石,管周 500 mm 范围内填充 5～10 mm 粒径的碎石。井管为直径 215 mm 的钢管,壁厚 5 mm,管壁上钻 ϕ10@100 mm 圆孔。为保证井管周边有良好的渗水性并防止

泥砂渗入，在钢管壁外侧包 2 层滤网，管周及管底的碎石含泥量控制在 1%内。

为清除管内泥砂，保证出水通道畅通，保护抽水泵叶片，抽水前先用高压空气机械洗井，洗井时间约 48 h 至井中出水为清水为止。

土方开挖前启动全部抽水机抽水，待水位降至基坑底（普通承台底）以下 0.5 m 时开始开挖土方，保持该水位至地下工程全部结束。

2）局部超深承台降水

五幢塔楼的电梯井承台部位基坑深度比大面积基坑深 2.2 m，为节省投资，该部位的降水采取明降法。

在电梯井坑边缘开挖一口集水井，其底部深度比电梯井坑深 0.5 m。用潜水泵连续抽水，电梯井坑垫层下及电梯井坑砖胎模外侧设碎、卵石盲沟，盲沟与集水井相通。电梯井结构先施工，与大底板之间留设施工缝。待该部位结构施工完 7 d 后可停止抽水，填充该降水井。

3）桩芯堵水

本工程采用静压式高强预应力管桩，闽江水位特别高时，地下水会从管桩中心孔冒出，无法埋置桩顶预留筋，堵截中心孔冒水的方法是在截桩完成后直接用场地中的淤泥填入中心孔。

4. 地下结构防渗抗裂措施

1）后浇带施工

（1）后浇带留置：本工程底板平面尺寸为 125.6 m×82.6 m，厚 400 mm，结构自防水，为防止底板出现贯穿裂缝而导致渗水，在底板上设置二纵一横共三条后浇带，并在相应部位的墙体留设宽 800 mm 的后浇带。

（2）后浇带部位的特殊构造措施：采用钢丝网支架作为底板后浇带的中心模板，底面保护层的模板采用泡沫填塞，以便后期清理，顶面保护层采用 50 mm×100 mm 方木锯缺口嵌入钢筋中作为模板（图 10-25）。为减少清理工作量，后浇带部位的垫层降低 100 mm。

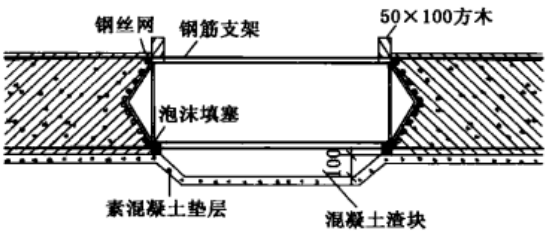


图 10-25 后浇带大样

（3）后浇带保护措施：底板混凝土浇完 1 d 后，在后浇带两侧的底板面上砌筑一层普通砖作挡水用，并在后浇带上方盖胶合板，防止垃圾、污水倒流入后浇带中。

（4）后浇带混凝土浇筑：采用 C35、P8 密实性混凝土，掺入水泥含量 14%的 UEA 膨胀剂。浇混凝土前先清除落入后浇带中的少量垃圾，并用高压水枪冲洗干净（水流入集水坑中抽走）。

2）降水井管边处理

由于降水井管穿透底板，故在降水井管周边焊接两道止水环，该部位不留施工缝。

3）外墙防水及回填土施工

（1）防水砂浆按五层作法施工。工序为刮素水泥浆→抹底层防水砂浆→刮素水泥浆→抹面层防水砂浆→刮素水泥浆。素水泥浆和防水砂浆中均掺入占水泥量 3%的防水粉并搅拌均匀。抹防水砂浆层前应清理基层，防水砂浆应表面平整密实，与基层粘结牢

固，表面无裂纹、起砂，无麻面，阴阳角呈圆弧形。

（2）将“德宝 981”防水涂料的液料和粉料按规定比例搅拌均匀，用滚筒在墙面上滚刷 3～4 遍至厚度达到 2 mm(注意用水喷湿基层待晾干后再刷防水涂料)。

（3）地下室外墙虽有后浇带分隔，但每段长度仍达 40～50 m，变形量较大，外墙易在柱两边墙体产生裂缝，为防止该部位渗漏，在柱两边 500 mm 范围内加刷一道防水涂料，再在表面粉刷 20 mm 厚水泥砂浆保护层。

（4）回填土采用黏土分层夯实，黏土块粒径不大于 50 mm，填土前通过击实试验，确认能达到最大干密度的含水量，每层虚铺厚度 200 mm，用蛙式打夯机夯压，压实系数 0.9 以上(每层土压实后用环刀取样检验)。

4）穿墙管、洞的处理

（1）穿墙管四周混凝土先凿 10 mm 深槽，槽内填入密封胶。

（2）将室外排风口与外墙之间施工缝表面混凝土凿毛，然后在连接处的阴角部位刷防水涂料。

5. 结论

（1）基坑周边埋设的测斜管显示，挡土墙变位极小，基坑周边的未出现裂缝，沉降值也在允许范围，说明基坑深度在 5 m 以内可采用重式挡土墙或土钉墙。根据基坑周边具体情况可采取不同的支护措施。

（2）在江河、湖泊、海岸边的工程，其基坑多坐落在砂层或砂质区域，土层透水性强，地下水为承压水，取有效可靠的降水措施是防止基坑涌水的基本条件。本工程采用深井群降水及基坑四周采用搅拌桩截水帷幕相结合的方案解决了基坑渗水问题。

（3）高水位砂质土地区的地下构成长期承受压力水侵袭，极易渗漏，处理和细部作法对防渗抗裂至关重要，本工程采用的一些细部作法效果明显。

（4）本工程地下室面积达 23 000 m^2，采用本文所述措施后未发现和底板有渗漏现象。

【工程实例 7】 复合土钉支护工作性能的现场测试研究

土钉支护是利用土钉和喷射混凝土作为基坑支护的护壁，从而维持基坑的稳定，但对地层有一定依赖性，在松散砂土、软黏土及地下水丰富的地层中应用时，常因地层不能对土钉提供足够的抗拔力而难于采用。尤其是在饱和含水地层中，土体含水常使地层进一步软化，不仅导致自支承能力变得更差，且难于形成喷射混凝土面层，使土钉支护的应用大受限制。

水泥土搅拌墙与自钻式土钉组合使用进行支护，是复合土钉支护的一种形式。这种复合土钉支护形式首先在即将形成开挖面一侧施工水泥土深搅桩帷幕，解决土体自立性、隔水性问题，然后在原位土体中加设自钻式土钉，以低压注浆解决土体加固及土钉抗拔问题，改善土体受力情况，并在开挖面构筑钢筋网喷射混凝土面层，使土钉、面层、水泥土深搅桩和原位土体构成一个整体共同工作。而且由于土钉采用自钻式，实现了土钉设置过程的机械化，提高了工作效率。

1. 工程概况与地质条件

南京玄武湖隧道工程东起新庄立交桥二期，穿越玄武湖、古城墙、中央路，西至模范

马路芦席营路口。试验场地在支护影响范围内的地层自上而下的组成为：素填土，褐黄色，层厚 1.0 m；(－1)粉土夹粉砂，灰黄色，饱和，稍密，层厚 10.0 m，夹少量薄层粉质粉砂；(－3)粉细砂，灰色，饱和，稍密，层厚 12.0 m。主要土层物理力学性质如表 10-15 所示。

表 10-15　　主要土层物理力学性质

土层名称	γ/(kN/m³)	c/kPa	φ/(°)
(－1)粉土夹粉砂	19.0	8.7	30.7
(－3)粉细砂	19.1	9.4	30.6

注：γ 为饱和重度；c 为黏聚力；φ 为内摩擦角。

根据基坑周围的环境和场地情况，北侧采用二级放坡，南侧采用复合土钉支护。

2. 现场测试方案

现场测试在基坑最深的梁 3 到梁 4 之间选定三个试验断面，支护断面如图 10-26 所示，复合土钉由上至下共 9 排，均为倾角 15°、ϕ32 mm L18 000 mm@1 000 mm。在测试段布置 2 个测斜孔断面，每一断面设 3 个测斜孔。

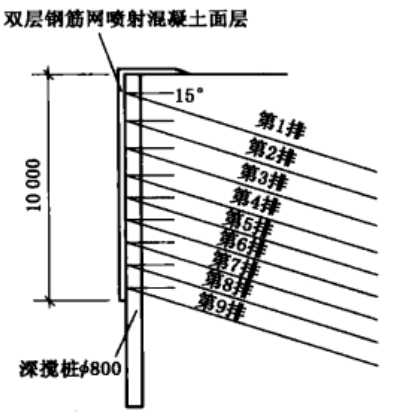


图 10-26　基坑支护设计方案

测斜孔钻孔直径为 110 mm，孔深 25.0 m，测斜管采用内径 43 mm、壁厚 5 mm 的 PVC 硬塑料管。设置测斜管时，用水泥、砂子或细石填满钻孔和测斜管之间的缝隙，使测斜管与土体粘结牢固，一旦土体产生位移，会带动测斜管一起移动，使测斜管的变形能够反映土体的实际位移。

测斜孔孔深约为基坑深度的 1.5 倍，已达风化岩层，可以认为测斜管已深入到变形影响深度以下。

测试土钉布置如图 10-27 所示，测量导线从各测点引出，并沿着边坡坡面汇集到坡顶的集线箱内。在每根测试土钉 2.0 m、5.0 m、8.0 m、16.0 m 处布置应变式测力传感器，测试土钉拉力分布。土钉的中前部传感器布置得较密，后部布置得较疏，以便测到土钉拉力的最大值和土钉端部的受力情况，较真实地反映土钉拉力的实际分布。

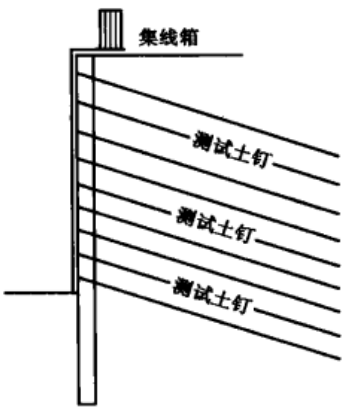


图 10-27　基坑支护测试示意图

应变式测力传感器的安装过程为：找准土钉上测试的具体位置，用铁丝将传感器两端固定在土钉筋体上，理顺从传感器引出的导线，并沿土钉筋体用铁丝固定，测取初读数；为测得土钉的等效拉力，在传感器范围内用水泥袋或胶带纸包裹直径至约 8 cm，以削弱注浆体的断面，使该断面首先产生裂缝，土钉受到的拉力全部传到钢筋计上。

测试土钉前端拉力用 100 kN 电阻应变拉压传感器进行测量。应变式测力传感器和电阻应变拉压传感器通过四芯静电电缆分别接到平衡箱上，再接上应变仪进行读数。

基坑水平位移测试采用CX-03型伺服加速度仪，其测头尺寸为ϕ32 mm×660 mm，量程0°±53°，位移方向为水平一向，分辨力±0.02 mm/500 mm，精度±4 mm/15 mm，温度范围－10℃～50℃。

为确保土钉拉力的测试数据真实可靠，委托上海应变计厂设计加工了适合潮湿环境使用的应变式测力传感器。该传感器具有密封性好、精度高的特点。同时采用上海华东电子仪器厂的YJ-26静态电阻应变仪，配合P10R-18型预调平衡箱进行测量。YJ-26静态电阻应变仪的电桥电压DC 2 V，灵敏系数K＝1.8～2.6，基本误差＜0.1%～2 $\mu\varepsilon$，分辨率1 $\mu\varepsilon$。

土钉拉力的测试工作结合施工同步进行，监测频率为：

(1) 开挖施工前期，每天至少测量1次；

(2) 开挖施工后期，每2 d测量1次，发现土钉受力或变形变化较大时加密监测频率，尤其注意在雨天和雨后加强观测。

(3) 稳定期，土钉受力及变形稳定后减少测量次数，稳定前期每3 d测量1次，稳定后期每7 d测量1次。

3. 主要测试结果及分析

1) 水平位移

为测得水平位移的零点，在基坑开挖前预先布置测斜孔，并测得初始值。施工中每开挖一步均进行1次测量。经比较判断，取位移变化较典型、明显的测斜孔C3-1为例，其水平位移随施工日期的变化情况如图10-28所示。

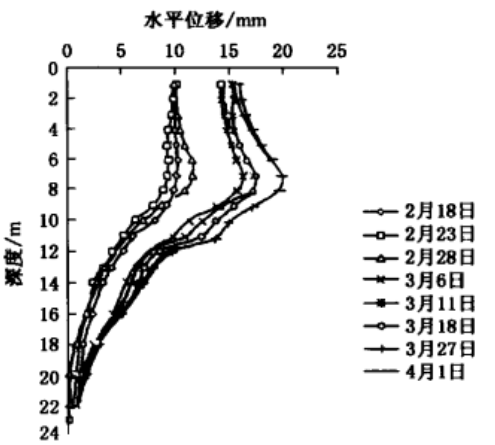


图10-28　水平位移随施工日期的变化趋势

沿深度各点的水平位移随施工日期的延续而增加，基坑开挖完成后逐渐趋于稳定。位移在距离基坑顶面约8 m处最大，表明复合土钉支护表现出与一般土钉支护不同的变形性状。

一般土钉支护墙顶水平位移随开挖深度逐步向坑内发展，墙后土体位移也是上层较大、下层较小，挡墙有前倾的趋势；而复合土钉支护由于事先已施作水泥土搅拌桩，开挖后桩顶位移较小，但随深度增加深部土体有较明显的水平移动趋势，墙体有向前凸起的趋势，然后随深度的增加又逐渐减小，坑底以下相当深度处(1.2H范围内)的土体仍有这种趋势。最大水平位移与基坑深度的比值约为2‰。

2) 土钉拉力

在施工阶段，测得A—A、B—B、C—C三个断面测试土钉中各测点的拉力日程曲线。从A—A断面第二、五、八排的测试土钉的拉力日程曲线可以发现土钉支护受力随施工日期的延续而变化。在施工阶段，土钉从被置入坑壁土中开始，所受的拉力每天都有增加，下层土体开挖对已设置的所有上层土钉的受力均有较大影响，各层土钉的拉力均有突变增量，即土钉的受力具有开挖效应。在使用阶段，受力整体上趋于稳定，但还有一定的增加趋势，尤其是下排土钉拉力增加的趋势较为明显。

土钉的开挖效应要求一排土钉设置后应停留一段时间，或使用早强剂，使注浆体达到一定强度并与周围土体粘结牢固后，再进行下步开挖，这样不但可使土钉的作用得以充分发挥，而且可保证土钉支护具有良好的工作性能并处于稳定状态，因此若土钉设置后还未起作用时就进行下步开挖是很危险的，应严格禁止。

由三根测试土钉 L1-1 的拉力分布情况可以看出，土钉所受的拉力沿其整个长度都是变化的，土钉中拉力沿土钉延长呈中间大两端小的曲线分布。第八排土钉已靠近基坑底面，潜在滑动区接近基坑边，所以其受力表现为接近基坑边较大，里端受力相对较小。其他两排测试土钉里端受力较大，主要是由于自钻式土钉端部有钻头所致。

2002 年 3 月 13 日基坑开挖完毕但土钉受力还有增长，尤其是第八根自钻式土钉增长较多。

综上所述，土钉支护的受力与变形均具有时间效应。根据土力学的基本概念，土体是多相介质，基坑开挖卸载引起的超静孔压的消散与时间有关，而土骨架又有蠕变性，这些因素都使基坑开挖后土体应力与变形具有时间效应，而土钉拉力和基坑水平位移的变化是由土体应力与变形引起的，因此土钉支护的受力和变形同样也有时间效应。所以土钉支护分层开挖后应尽快设置土钉以及时约束土体变形。

4. 结论

(1) 水平位移随施工日期的延续而增加，基坑开挖完成后趋于稳定。位移在距离基坑顶面 8 m 处最大，水泥土搅拌墙有向前凸起的趋势，这与一般的土钉支护不同。开挖面以下的土体也会受到影响而发生较小的位移。

(2) 在施工阶段，土钉一旦安装，土钉拉力就以缓慢的速率逐渐增加，开挖施工使土钉拉力产生突变。土钉拉力沿土钉延长呈曲线分布，最大拉力出现在中部，在两端逐步减小。最大拉力在基坑中部最大，上、下部土钉受力较小。土钉受力并不是与水平位移大小成正比，而与基坑边坡潜在的滑动趋势有关。

(3) 土钉的设置愈快愈好，早设置早受力，可及时约束土体的变形并减小开挖对土体的扰动影响。土钉设置后宜停留一段时间，或使用早强剂使注浆体达到一定强度并与周围土体粘结牢固后，再进行下步开挖。

【工程实例 8】 北京城市地铁东直门车站土压力现场监测

在深基坑开挖过程中，土压力沿深度的分布规律受不同地质情况、支护情况、施工情况等因素的影响会产生很大的差异，目前常用的朗肯(Rankine)土压力理论、库仑(Coulomb)土压力理论、经验公式及现行《建筑基坑支护技术规程》(JGJ 120—1999)中的计算公式都不能准确地反映这些规律，其原因是作用在支护结构上的土压力与上述土压力计算公式在挡土墙的类型、参数取值、应力路径、边界条件等方面存在很大不同，因此积累基坑开挖实测数据，探明土压力的实际分布，具有十分重要的意义。

1. 工程概况

北京城市地铁东直门车站总建筑面积为 16 269.6 m^2，基坑开挖范围为南北长约 160 m，东西宽约 72 m，开挖基坑深约 16 m。基坑支护结构北侧、西侧、南侧采用护坡桩加两道锚杆形式，东侧采用放坡形式，土压力测点分别放置在北侧(272 号)、西侧(150 号)、

南侧(70号)护坡桩后约30 cm处。2002年1—4月,对该工程边坡支护结构界面上侧向压力进行了监测。

2. 土压力测点的设计、施工及监测

1) 布设原则

土压力测点的布设原则是尽可能较全面地反映边坡土体的工作状态。由于基坑开挖过程中基坑中部的变形较大,故将土压力测点布设在基坑中部,土压力盒沿深度放置在不同土层中,以探明总土压力的分布,土压力传感器(土压力盒)在深度方向上的位置见图10-29。使用设备为XJY-2型钢弦式土压力计及SS-Ⅱ型频率接收仪。

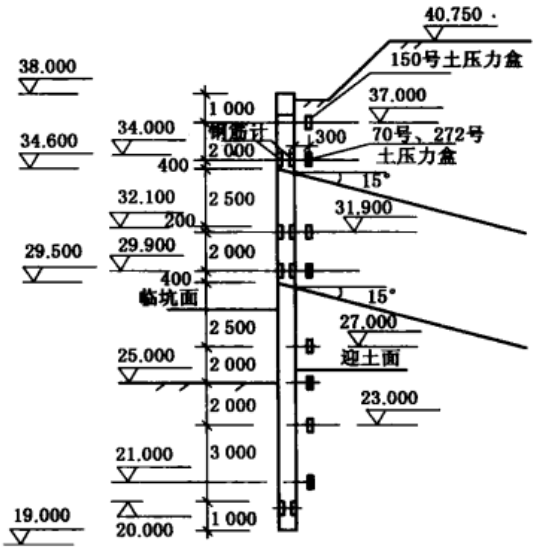


图10-29 土压力测点布置图

2) 土压力传感器安装

制作钢筋骨架,将土压力传感器绑扎于骨架上,用勘探用钻机成孔后将骨架垂直下入孔中,放于设计标高,使土压力传感器的受压传感面背向基坑侧壁临坑面,将电缆线引至地面,其间空隙用细砂填实。

3) 测定方法及监测频率

传感器安装固定后先采集各点的土压力初始值,并根据施工进度采集土压力计数值,土方开挖后测量频率为每周2次。

4) 数据处理

按"定期监测,分期提交监测数据分析报告"的原则进行各测点监测,结合各测点的观测值,对异常数据进行综合分析,对施工工艺提出改进意见。

监控资料按图表格式进行整理,测得数据当天即处理完毕,汇总成土压力变化曲线,并及时公布数据和分析结果,每周报告成果表。

3. 土压力监测成果分析

根据勘察部门提供的数据,按《建筑基坑支护技术规程》(JGJ 120—1999)计算,如表10-16所示。基坑开挖前各桩后土压力实测值见表10-17。

表10-16 土压力按规范计算值

150号测点土压力/kPa	272号测点土压力/kPa	70号测点土压力/kPa	深度(绝对标高)/m
10.04～49.91	16.9～40.75	9.48～31.7	35.000
37.17～124	33.47～111.78	74.27～83.16	29.900
77.73	63.78	157.64	25.000
77.73	63.78	157.64	21.000

表 10-17　　基坑开挖前土压力实测值

150 号测点		272 号测点		70 号测点	
土压力/kPa	深度（绝对标高）/m	土压力/kPa	深度（绝对标高）/m	土压力/kPa	深度（绝对标高）/m
3.91	37.000	0.80	35.000	0.28	35.000
9.09	31.900	30.06	29.900	3.89	29.900
10.23	27.000	20.78	25.000	9.25	25.000
17.15	23.000	43.53	21.000	30.65	21.000

将土压力沿垂直深度方向的分布按开挖步骤分为四阶段，第一阶段（第一步开挖）为第一层锚杆张拉前，第二阶段（第二步开挖）为第二层锚杆张拉前，第三阶段（第三步开挖）为开挖至基底，第四阶段为至监测时间结束，监测结果如下。

（1）地面超载对浅层土压力影响较大，如 150 号测点在绝对标高 37.000 m 处的土压力随开挖深度增加，由第一阶段的 3.91 kPa 增至第四阶段的 14.8 kPa，这是由于在开挖过程中，桩顶的回填土是逐渐回填的。该测点靠近环梁，因环梁的刚度较大限制了土的侧移，故此时作用在土压力盒上的力应为静止土压力；当土的侧向应变为零时，桩后土体处于静止的弹性平衡状态，水平和竖向应力即为主应力，它们的比为静止土压力系数：

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1} = K_0$$

式中　σ_3—— 水平主应力，即土压力实测值，kPa；

σ_1—— 竖向主应力，kPa，$\sigma_1 = \gamma h$；

γ—— 土的天然重度，kN/m^3；

h—— 深度，m。

经实测，150 号测点桩后最大静止土压力系数 $K_0 = 0.2$。

（2）第一阶段土压力变化幅度最大，272 号测点桩后土压力在绝对标高 25.000 m 处变化范围达 17.16 kPa，70 号测点桩后土压力在绝对标高 21.000 m 处变化范围达 6.53 kPa。说明开挖初期各方向应力变化较大，应力重分布作用显著，但坡顶超载、开挖方式、土层分布、土的强度、土压力、孔回填材料的固结速度不同，土压力的变化范围也有所不同。

（3）第一阶段绝对标高 31.900 m、29.900 m 各测点处土压力都有不同程度的减少，272 号测点桩后土压力平均值减少了 4.88 kPa，150 号测点桩后土压力平均值减少了 1.08 kPa，70 号测点桩后土压力平均值减少了 0.32 kPa，说明基坑开挖造成了坑内外的应力差，引起了土的侧移，造成土压力减小。位移量的大小与支护结构形式有关，与张拉锚杆的位置、时间有关。支护形式、锚杆位置一旦确定，张拉锚杆预应力的时间越早越有利，如 272 号测点桩从开挖至张拉第一层锚杆共用了 15 d，150 号测点桩从开挖至张拉第一层锚杆共用了 12 d，70 号测点桩从开挖至张拉第一层锚杆共用了 10 d。

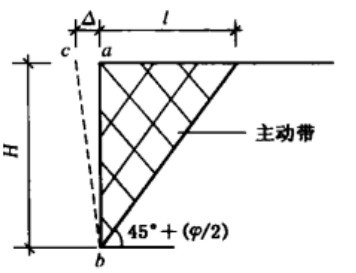


图 10-30　具有有限高度的墙的位移

图 10-30 表示出产生主动土压力所需要的位移。

图中，l 为主动带宽度(m)；H 为开挖高度(m)；Δ 为水平位移(m)；φ 为土的有效摩擦角。

根据三轴试验得出的结果，产生主动状态所需要的屈服应变 Δ/l 大致为 0.005，因此，该三测点如在第一阶段产生主动土压力，其位移量约为：Δ_{150} = 17.4 mm Δ_{272} = 26.7 mm，Δ_{70} = 15 mm。经实测，各点均未达到该位移值，此时实测土压力值应位于静止土压力与主动土压力之间。

(4) 各测点土压力沿深度分布的最大值可出现在不同阶段：

在绝对标高 35.000 m 处，272 号测点桩后土压力第一、第四阶段达最大值 1.07 kPa；

在绝对标高 29.900 m 处，272 号测点桩后土压力第一阶段达最大值 28.27 kPa，70 号测点桩后土压力第四阶段达最大值 9.44 kPa；

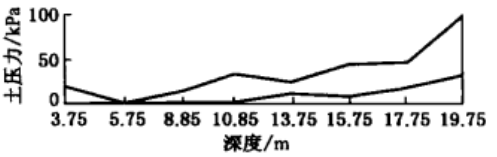


图 10-31　土压力分布包络图

在绝对标高 25.000 m 处，272 号测点桩后土压力第二阶段达最大值 34.64 kPa，70 号测点桩后土压力第一阶段达最大值 10.98 kPa；

在绝对标高 21.000 m 处，272 号测点桩后土压力第四阶段达最大值 65.59 kPa，70 号测点桩后土压力第四阶段达最大值 49.5 kPa。

土压力沿深度分布包络图见图 10-31。

(5) 按《建筑基坑支护技术规程》(JGJ 120—1999)计算的土压力偏于安全，在有些测点处偏差较大，例如 150 号测点桩后土压力在基底处的实测土压力值是该规范计算土压力值的 20%，70 号测点桩后土压力在基底处的实测土压力值是该规范计算土压力值的 7%。

(6) 土压力在基底以下的分布与按(JGJ 120—1999)规范计算的分布不同，实测土压力为三角形分布，计算土压力为矩形分布，且实测土压力在多数情况下明显偏低。

4. 小结

(1) 超载对浅层土的影响较大。

(2) 土压力在第一阶段变化幅度最大，沿深度分布的最大值可出现在各个阶段。

(3) 在支护形式、锚杆位置确定的情况下，张拉锚杆预应力的时间越早对控制侧向位移越有利。

(4) 土压力沿深度的分布规律是越深越大，但数值与经典土力学理论和(JGJ 120—1999)规范计算值相比偏差较大。

【工程实例 9】 采用土钉墙支护的深基坑险情原因及加固施工

土钉墙具有造价低、施工迅捷、施工现场文明、能适用多种地质条件等优点，已在基坑支护和边坡加固中得到广泛应用。

某电厂循环泵房基坑开挖深度达 9.5 m(原地面标高为＋4.000 m)，基坑平面尺寸为 32 m×25 m，由于基坑东侧紧邻厂区主要道路，南北侧距厂区其他建筑物也较近，且在基坑开挖土层中存在较厚的软弱土层，因此，经论证采用土钉墙作为基坑支护结构。基坑 7 月 12 日开始施工东侧土钉，29 日东侧基坑侧壁与上表面出现大小不一的水平裂缝和斜裂

缝，测得最大位移为 41.7 mm，位移速率为 4.8 mm/d，31 日测得最大位移为 50.91 mm，位移速率为 9.8 mm/d，超过设计的 40 mm 最大位移的警戒值，必须采取加固措施。

1. 工程地质条件

根据场地工程地质报告，本工程场地土的物理力学指标见表 10-18。

表 10-18　　场地土的物理力学指标

土层编号	土层名称	层底高程/m	土层厚度/m	重度/(kN/m³)	固结快剪强度指标		锚固体与土体的极限摩阻力/kPa
					c/kPa	φ/(°)	
1—①	素填土	+1.5	2.5	19.2	20	10	22
1—③	淤泥质粉质黏土	−2.5	4.0	17.1	6.8	16.5	18
3	粉质黏土	−7.2	4.7	17.8	18.5	18	30
2—②	粉质黏土	−9.5	2.3	17.7	8.5	25.6	30
4—②	淤泥质粉质黏土	−10.8	1.3	18.1	14.1	20.5	20
5—①	黏土	−13.3	2.5	18.4	40.0	25.5	60

2. 基坑支护结构设计

基坑支护结构设计时，按所在区的荷载情况及开挖深度不同，将基坑支护结构分成东、南和北三个区。其中东区为紧邻厂区道路侧，卸载 3.5 m，采用 1∶1 放坡，土钉墙上表面高程为 0.500 m，在此高程做 6 m 宽平台，以下为 1∶0.5 坡度的土钉墙支护，支护深 6.0 m。考虑厂区道路及施工荷载的作用，取地表超载为 20 kPa。设计时考虑到 1—③层为淤泥质粉质黏土：土质较差，故增大土钉的向下倾角，使土钉兼作超前锚杆用，按工程地质报告所提供的物理力学指标，根据《建筑基坑支护技术规程》(JGJ 120—1999)进行基坑开挖阶段的整体稳定性和各土钉的抗拉承载力验算，满足规程的要求，见表 10-19，整体稳定性系数为 1.44。

表 10-19　　东侧土钉墙各层土钉特征及受力情况

土钉编号	长度/m	倾角/(°)	土钉在墙面处的高程/m	土钉受拉荷载/kN	土钉极限抗拉力/kN	土钉抗拉安全系数
第一层	9	20	−0.70	—	26.729	—
第二层	9	20	−2.00	8.656	24.110	2.815
第三层	9	20	−3.00	23.372	31.910	1.365
第四层	9	20	−4.00	34.980	56.102	1.604
第五层	9	20	−5.00	37.656	55.702	1.575

3. 基坑支护险情产生的原因分析

基坑出现险情后，有关各方认为有以下原因。

(1) 开挖区域内的地质条件十分复杂，表现在各层土的厚度分布上很不均匀，特别是 1—③层土在东和南两侧分布呈三角形，由北向南、由西向东厚度渐增，经地质补勘，至东南角厚度达 4.2 m，同时根据已开挖出的土质分析，1—③层土实际上应细分为三层，即与 1—①与 2—①层土交界处 1.0 m 为淤泥质粉质黏土，而中间 2 m 实为淤泥，这与设计时考虑 1—③层均为淤泥质粉质黏土已大不相同，同时开挖中发现地下水十分丰富，对基坑的

安全不利。

(2) 东侧基坑在原土钉墙设计时，先将地基土开挖到 0.500 m，做大平台后再进行基坑支护，但施工过程中受场地限制，该大平台未能实现。

(3) 施工中土钉未及时跟上，又由于一次性开挖面过大，1—③层土的自稳能力很差，在上部土的自重作用下有向外滑动趋势，导致基坑位移增大。

4. 东侧基坑加固设计

土钉墙的加固设计应从实际的工程地质条件、现场施工条件、地下水的埋藏情况、经济性和安全性等诸多因素来考虑，原则上应利用土钉墙支护体系，即在原设计基础上进行加固。

1) 加固方案

(1) 对上部土钉墙用土钉进行加固。利用 1—①硬土层的锚固力增大土钉的拉拔力，限制基坑位移。由于受施工条件的限制，采用全长注浆击入土钉进行加固。注浆击入土钉为 ϕ50 mm 钢管，通过管壁注浆孔将浆液渗入土体。

(2) 考虑到 1—③层土的情况，参考补勘工程地质报告，取该土层的物理力学指标为：固结不排水抗剪强度 $c = 4$ kPa，$\varphi = 10°$，$\gamma = 16.5$ kN/m^3，考虑到该层土质特别差，土钉与土体间摩阻力太小，土钉不能提供有效的抗拉力，因此，在加固设计时，将土钉视作锚杆，加长土钉长度，同时加大角度，充分利用 2—①层土的摩阻力来提供抗拔力。

(3) 设置超前桩。根据施工便捷和费用经济的要求，超前桩采用 ϕ159 钢管和 ϕ200 松木形成复合土钉支护，在保证支护体系安全稳定的同时，还满足了限制基坑上部变形和解决开挖面的自立性的要求。

(4) 考虑到地下水的作用，在基坑的外边缘沿长度方向设 6 口直径 300 mm、深 10 m 的排水深井，用水泵向外抽水降低地下水位，以减轻基坑壁的侧向压力。

2) 土钉(锚杆)布置及受力分析

设计地面超载为 20 kPa，表 10-20 为各土钉(锚杆)的分布及受力情况。

表 10-20　　各土钉(锚杆)分布及受力情况

土钉编号	直径/m	螺纹钢筋直径/mm	墙面高程/m	倾角/(°)	长度/m	土钉受拉荷载/kN	土钉极限抗拉力/kN	安全系数
1	>50	50 mm 钢管	+1.5	15	9.0	13.815	23.142	1.675
2	150	28	+0.0	20	25.0	45.452	256.461	5.642
3	150	28	−1.0	20	14.0	44.453	158.443	3.564
4	150	28	−2.0	20	25.0/14.0	52.524	149.533	2.841
5	100	20	−3.0	15	12.0	44.473	55.811	1.255
6	100	20	−4.0	15	12.0	35.206	51.356	1.459
7	100	20	−5.0	15	12.0	40.843	52.725	1.339

3) 土钉墙整体稳定性分析

按施工工况，当基坑开挖到−1.500 m，即第一道锚杆施工完毕，第二遭锚杆尚未施工时为最危险工况，此时的整体稳定性安全系数为 1.372，开挖到−2 500 m，−3.500 m，−4.500 m，−5.500 m 时的整体稳定性安全系数分别为 1.824，1.817，1.694，1.587。

最后一道土钉施工完后，土钉墙整体稳定性安全系数为 1.607。以上整体稳定性分析未考虑松木(钢管)桩的作用，该作用仅作为安全储备。

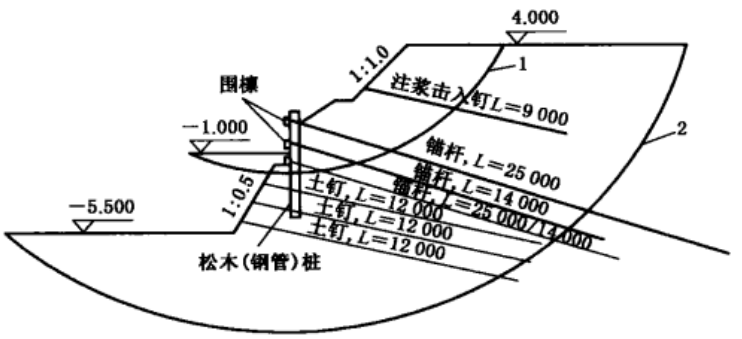
4) 土层锚杆的局部稳定性分析

由于 1—③层土为淤泥，土质条件特别差，而其下层 2—②层土为粉质黏土，土质条件相对较好，为此可假定土层锚杆产生局部失稳时，滑动楔体通过 1—③层与 2—②层土层的结合面，土层锚杆产生局部失稳的最不利工况为：基坑开挖至－1.500 m 高程而第二层锚杆尚未施工时，其破坏形式如图 10-32 所示。各作用力见图 10-33，计算结果如下：

$$G = 658.669\ \text{kN}$$

$$E_a = 239.454\ \text{kN}$$

$$E_{al} = 51.858\ \text{kN}$$



1—开挖至 1—3 层土时的最危险滑动面；2—开挖至基坑底时的最危险滑动面

图 10-32 东侧土钉墙加固设计

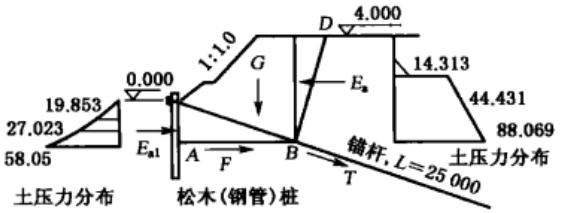


图 10-33 锚杆局部稳定性分析

根据力的平衡条件：

$$\begin{cases} T\sin\alpha + G = N \\ F + T\cos\alpha + E_{al} = E_a \\ F = N\tan\varphi \end{cases}$$

可得

$$T = \frac{E_a - E_{al} - G\tan\varphi}{\sin\alpha\tan\varphi + \cos\alpha} = 90.119\ \text{kN}$$

而锚杆的极限抗拉承载力为 $T_{uj} = 3.14dq_{sk}l = 169.65\ \text{kN}$，则安全系数为 1.882。

5）松木（钢管）桩支护结构分析

钢管的设计抗弯强度为 $f_w = 215$ MPa。设计抗剪强度为 $f_v = 125$ MPa，松木的设计抗弯强度为 $f_w = 13$ MPa，设计抗剪强度为 $f_v = 1.5$ MPa。松木（钢管）桩支护结构分析时应按如下几种工况进行分析。

工况一：基坑开挖至－1.500 m，尚未施工第二道锚杆，仅有第一道锚杆产生作用。

工况二：基坑开挖至－2.500 m，尚未施工第三道锚杆，第一、二道锚杆产生作用。

工况三：基坑开挖至－5.500 m，反压土体嵌固松木（钢管）桩，三道锚杆全部产生作用。

分析各工况的受力情况，得知桩身的最大剪力和最大弯矩分别为 39.684 kN/m 和 18.681 kN·m/m，若采用直径为 200 mm、间距为 500 mm 的松木桩，则作用于桩上的最大弯曲应力为 16.65 MPa＞f_w（13 MPa），最大剪应力为 0.884 MPa，显然松木桩不能满足抗弯要求，为此需用钢管桩进行加固，即采用直径为 159 mm 的钢管，间距为 1 000 mm。为使松木（钢管）桩与锚杆支护体系具有足够的整体性，在锚杆露出处设置围檩，围檩用双槽 12 号槽钢加工而成，锚杆与围檩之间焊接牢固。

5. 小结

土钉支护作为一种新兴的支护类型近年来已得到广泛应用，它适用于多种类型的土层，但用于软弱土层中应慎重。由于软弱土（如淤泥质土和淤泥土体）自身强度低，土钉与土体之间的摩阻力小，二者相互作用若发生剪切破坏，破坏面一般在二者接触面上，向外对土体的影响范围小，土钉与土体难以形成整体，加固效果差，不能有效地约束土体，因此往往位移较大，严重时导致基坑的整体失稳。设置超前桩可作为悬壁桩或锚拉桩来限制土体的侧向松胀，以减少边坡土体的应力释放，使边坡非稳定土体的位移明显减小，并减小土钉承受的水平拉力，水平位移亦相应减小。

本基坑东侧按加固方案施工，9 月 28 日基坑开挖至基底标高，10 月 8 日施工至＋4.000 m 标高开始基坑回填，东侧基坑加固后位移增量明显减小，至基坑回填位移增量均在 1 mm 内，累计位移增量不超过 10 mm，说明采用钢管（松木）桩加锚杆的复合土钉支护能有效支挡软弱土层，阻止软弱土层的滑动。超前桩可以部分回收利用，整个费用增加不多，达到了安全、经济、施工便捷的目的。

【工程实例 10】 基坑工程周边地面沉降的监测与分析

目前，国内高层（超高层）建筑的基坑开挖深度一般在 10～20 m 之间，因基坑工程失误造成的工程事故屡有发生，本文叙述基坑施工导致的周边地表沉降的监测并进行分析。

1. 基坑施工对周边环境的影响

基坑施工对周边环境的影响主要表现为以下方面：导致周边地表下沉；导致周边地表向基坑方向滑动（或称移动）；导致临近工程结构（建筑物、构筑物）的沉降、倾斜和裂缝；导致周边地面裂缝；导致周边各种管线设施（包括道路、地下管网）的沉降与变形，甚至造成管线工程事故。其中，基坑周边的地表沉降（确切说是不均匀沉降）是基坑周边环境灾害发生的最直接原因。

大量基坑监测资料分析表明，基坑周边地表沉降主要受三个因素的影响，这三个因素是基坑施工深度、基坑支护结构位移量（水平位移量）及因基坑降水导致的周边地下水位下降，而地下水位的降低又在其中起主导作用。地面沉降量也与离基坑的远近有关（即距基坑越近沉降量越大，距基坑越远沉降量越小）。

2. 基坑周边地表沉降的监测与分析

为探究基坑施工对周边地表沉降的影响，选择在开阔地带施工的 9 个基坑工程作为研究对象。所谓开阔地带是指在基坑周边 300 m 范围内没有重载工程结构物（可以有零星分布的少量单层民房），这类开阔地带在城市开发区随处可见。

地表沉降监测系统由以下两部分组成。

第一部分，监测基准点系统，包括高程基准系统（见图 10-34 中由 BM.1，BM.2，BM.3 三个水准点构成的高程基准系统）与平面位移基准系统（平面位移基准点设置在基坑支护结构顶端轴线的延长线上），高程基准点与平面位移基准点均设置在距基坑边缘 300 m 以外且地质结构稳定的地方，所有基准点均设置有钢筋混凝土墩式固定标志，其中，平面位移基准点设置有经纬仪强制归心对中盘，高程基准点设置有半球状不锈钢标志。

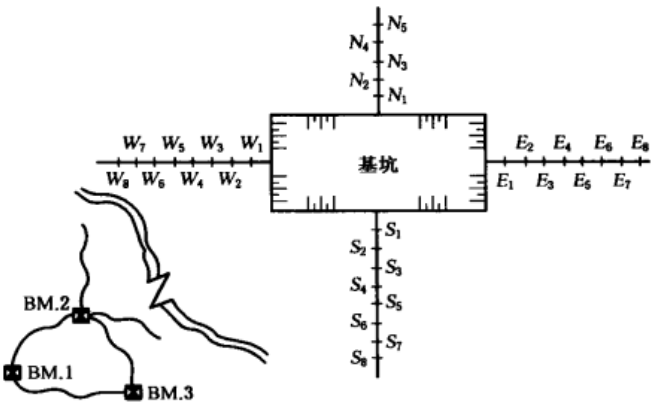


图 10-34 基坑周边地面沉降监测现场示意

第二部分，地表沉降点系统，见图 10-34 中的 N_i，E_i，S_i，W_i。地表沉降点以基坑中心为交点呈十字线布置，每条线上的第一个沉降点距基坑边缘 10 m，第二个沉降点距基坑边缘 50 m，以后各沉降点间距相等均为 50 m。地表沉降点也在地面上浇筑了内嵌半球状不锈钢标志的混凝土墩。

高程基准点（BM.1，BM.2，BM.3）间相距较近并构成闭合水准路线，用以检验基准点的稳定性，每次基坑及地表沉降监测前均用精密水准仪（采用北京测绘仪器厂 DS_1 精密水准仪）按二等水准测量精度检验高程基准点的稳定性。

平面位移基准点主要用于检测支护结构的内移量 d，采用经纬仪视准线法，经纬仪为精度不低于 $\pm 2''$ 的高倍率望远镜经纬仪（苏州第一光学仪器厂 JGJ2 经纬仪及瑞士 Wild T3 经纬仪）。

地表沉降点监测每次始终均从同一高程基准点（图 10-34 中为 BM.2 点）出发，用不低于 S1 的精密水准仪按二等水准测量的精度进行。为提高监测精度，测量过程中严格按定点、定仪、定尺的原则进行。假设基坑施工前各地面沉降点的地面高程为 H_i^0，基坑施工过程中每次测得的各地面沉降点的地面高程为 H_i^m（m 为监测次数，基坑施工后第一次监测 m 取 1、第二次取 2，依此类推），则每次监测时地面沉降点的沉降量 h_i^m 为

$$h_i^m = H_i^0 - H_i^m \tag{10-8}$$

在每次地表沉降监测的同时应测出地下水位的情况，据以确定监测时地下水位比基坑工程施工前地下水位的降低量 W，还应该测量基坑的开挖深度 b。

根据地面沉降点到基坑边缘的水平距离 S、地下水位降低量 W、基坑开挖深度 b、支护结构内移量 d 及地表沉降量 h（即上式中的 H_i^m），即可以用计算机模拟与分析地表的沉降过程。通过对大量基坑监测数据的计算机模拟分析，初步总结出基坑工程周边地表沉降的基本规律，即

$$h = (e^{-W^{1/6}} + d/b)^{e^s} \times 1.031\,7 + 0.000\,86 \tag{10-9}$$

式中，e 为自然对数的底，W，d，b，h 的单位均为(m)，s 的单位为 m。

上式即为本文给出的基坑周边地表沉降估算公式。

3. 基坑周边地表沉降估算公式的估算效果

通过计算机模拟分析给出的基坑周边地表沉降估算公式，在十余个基坑工程施工中应用取得了较满意的结果，其平均估算相对较差 $\overline{K}=21\%$。表中估值误差（即上式的估算误差）δh 为

$$\delta h = h - \Delta H \tag{10-10}$$

估值相对误差（即式(10-9)的估算相对误差）

$$K = |\ \delta h\ |\ /\Delta H \tag{10-11}$$

表 10-21 中 3 个基坑的支护形式为桩锚支护，地基土的组成为耕土、粉质黏土、粉细砂、中砂、粗砂。从表 10-21 可见，式(10-9)的估算精度还是较为理想的。

表 10-21　　基坑工程周边地面沉降估算公式的估算效果示例

基坑序号	基坑平面尺寸/(m×m)	基坑设计深度/m	b /m	W /m	d /m	S /m	沉降估值 h/m	实测沉降 Δh/m	估值误差 δh/mm	估算相对误差 K/%
1	40×60	19	18	12	0.031	150	0.002 1	0.003 3	−1.2	36
			16	8	0.026	100	0.020 3	0.029 8	−9.5	32
			14	10	0.021	50	0.102 1	0.090 6	11.5	13
2	60×60	16	15	11	0.029	150	0.002 2	0.001 8	0.4	22
			14	9	0.025	100	0.020 4	0.014 7	5.7	39
			13	10	0.016	50	0.097 4	0.108 5	−11.1	10
3	50×70	14	13	10	0.030	150	0.002 4	0.003 5	−1.1	31
			12	9	0.027	100	0.021 8	0.025 6	−3.8	15
			11	8	0.022	50	0.102 4	0.117 3	−14.9	13

4. 小结

本文中的基坑周边地面沉降估算公式(10-9)是在基本没有地面荷载的情况下得出的，它不适宜于在建筑密集区进行地面沉降预测。当在城市建筑密集区进行基坑工程施工时，地面沉降的影响因素太多太复杂，其地面沉降的估算方法尚待研究分析。

参 考 文 献

[1] GB 50007—2010 建筑地基基础设计规范[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2010.

[2] 中国建筑科学研究院. JGJ120—1999 建筑基坑支护技术规范[S]. 北京：中国建筑工业出版社，1999.

[3] JGJ79—2002 建筑地基处理技术规范[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2002.

[4] 上海市勘察设计协会. DBJ08—61—1997 基坑工程设计规程[S]. 1997.

[5] GB50089—2001 锚杆喷射混凝土支护技术规范[S]. 北京：中国计划出版社，2002.

[6] 徐至钧，赵锡宏. 深基坑设计理论与技术新进展逆作法设计与施工[M]. 北京：机械工业出版社，2002.

[7] 郑坚. 采用土钉墙支护的深基坑险情原因及加固施工[J]. 建筑技术，2003(2)

[8] 刘瑞朝，曾宪明，陈德兴. 某深基坑工程路面大范围沉陷事故分析. 建筑技术，1998.

[9] 余波. 国家大剧院深基坑工程设计与施工技术[C]//地铁隧道及深基坑设计与施工技术研讨会论文集，2003.

[10] 基坑支护技术进展. 基坑工程学术讨论会论文集[J]. 建筑技术，1998(增刊)

[11] 唐业清，李启民，崔江余. 基坑工程事故分析与处理[M]. 北京：中国建筑工业出版社，1999.

[12] 曾宪明. 基坑与边坡事故警示录[M]. 北京：中国建筑工业出版社，1999.

[13] 余志成，施文华. 深基坑支护设计与施工[M]. 北京：中国建筑工业出版社，1997.

[14] 王曙光. 深基坑支护事故处理经验录[M]. 北京：机械工业出版社，2005.

[15] 徐至钧. 高层建筑新逆作法的工程设计与施工[J]. 建筑结构，1994(8)

[16] 徐至钧. 深基坑支护事故分析及处理对策[J]. 特种结构，1998(4)

[17] 阎明礼. 地基处理技术[M]. 北京：中国环境科学出版社，1996.

[18] 中国建筑科学研究院. JGJ94—2008 建筑桩基技术规范[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2008.

[19] 地基处理手册编写委员会. 地基处理手册[M]. 北京：中国建筑工业出版社，1988.

[20] 叶书麟. 地基处理工程实例应用手册[M]. 北京：中国建筑工业出版社，1998.

[21] 叶观宝，叶书麟. 地基加固新技术[M]. 北京：机械工业出版社，1999.

[22] 徐至钧，王曙光. 水泥、粉煤灰碎石桩复合地基[M]. 北京：机械工业出版社，2004.

[23] 徐至钧，张亦农. 强夯和强夯置换法加固地基[M]. 北京：机械工业出版社，2004.

[24] 徐至钧，全科政. 高压喷射注浆法处理地基[M]. 北京：机械工业出版社，2004.

[25] 徐至钧，李军. 柱锤冲扩法加固地基[M]. 北京：机械工业出版社，2004.

[26] 胡中雄. 预压加固软土地基[M]. 北京：机械工业出版社，2004.

[27] 曹名葆. 水泥土搅拌法[M]. 北京：机械工业出版社，2004.

[28] 叶观宝，高彦斌. 振冲与振冲碎石桩[M]. 北京：机械工业出版社，2004.

[29] 倪道明. 金茂大厦特大型地下连续墙[J]. 施工技术，1995(9)

[30] 赵锡宏，陈志明，胡中雄. 高层建筑深基坑围护工程的实践分析[M]. 上海：同济大学出版社，1996.
[31] 陈祥福，徐至钧. 高层建筑设计与施工[M]. 北京：科学出版社，2011.
[32] 国振喜，曲沼嘉. 建筑地基基础设计手册[M]. 北京：机械工业出版社，2008.
[33] 赵志缙，赵帆. 深基坑工程技术的进步与展望[J]. 北京：建筑技术，2003(3)
[34] 徐泰松. 深圳地区人工边坡失稳类型及主要控制因素分析[J]. 土木与建筑，2005(2)